

PROYEK AKHIR TERAPAN - RC146599

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN NGANCAR KABUPATEN NGAWI DENGAN SISTEM GELAGAR BETON PRATEKAN

**RAMA JAYA PRAMUKTI INSANI TAKWA
3115040612**

**Dosen Pembimbing 1
R. Buyung Anugraha A, ST., MT.
NIP. 19740203 200212 1 002**

**Dosen Pembimbing 2
Ir. Chomaedhi, CES ., Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA IV LANJUT JENJANG TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2017**



PROYEK AKHIR TERAPAN - RC146599

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN NGANCAR KABUPATEN NGAWI DENGAN SISTEM GELAGAR BETON PRATEKAN

**RAMA JAYA PRAMUKTI INSANI TAKWA
3115040612**

**Dosen Pembimbing 1
R. Buyung Anugraha A, ST., MT.
NIP. 19740203 200212 1 002**

**Dosen Pembimbing 2
Ir. Chomaedhi, CES ., Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA IV LANJUT JENJANG TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2017**



APPLIED FINAL PROJECT - RC146599

MODIFICATION DESIGN OF NGANCAR BRIDGE STRUCTURE USING PRESTRESSED CONCRETE SYSTEM

**RAMA JAYA PRAMUKTI INSANI TAKWA
3115040612**

**Supervisor 1
R. Buyung Anugraha A, ST., MT.
NIP. 19740203 200212 1 002**

**Supervisor 2
Ir. Chomaedhi, CES ., Geo.
NIP. 19550319 198403 1 001**

**DIPLOMA IV EXTENSION OF CIVIL ENGINEERING
DEPARTMENT OF CIVIL INFRASTRUCTURE ENGINEERING
FACULTY OF VOCATIONAL
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2017**

HALAMAN PENGESAHAN

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN NGANCAR KABUPATEN NGAWI DENGAN SISTEM GELAGAR BETON PRATEKAN

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Sains Terapan
Pada
Program Diploma IV Teknik Sipil Lanjut Jenjang
Fakultas Vokasi
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :



RAMA JAYA PRAMUKTI INSANI TAKWA
NRP. 3115 040 612

Disetujui oleh :

27 JUL 2017

Pembimbing I



Pembimbing II



R. Buyung Anugraha A. ST, MT, Ir. Chomaedhi, CES, GEO
NIP. 19740203 200212 1 002 NIP. 19550319 198403 1 001

SURABAYA, JULI 2017



BERITA ACARA

TUGAS AKHIR TERAPAN

PROGRAM STUDI DIPLOMA EMPAT LANJUT JENJANG

TEKNIK SIPIL

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

FAKULTAS VOKASI ITS

No. Agenda :
037713/IT2.VI.8.1/PP.06.00/2017

Tanggal : 7/19/2017

Judul Tugas Akhir Terapan	Modifikasi Desain Struktur Jembatan Ngancar Kabupaten Ngawi dengan Sistem Gelagar Beton Prategang		
Nama Mahasiswa	Rama Jaya PIT	NRP	3115040612
Dosen Pembimbing 1	R. Buyung Anugraha A., ST., MT. NIP 19740203 200212 1 002	Tanda tangan	
Dosen Pembimbing 2	Ir. Chomaedhi, CES.Geo. NIP 19550319 198403 1 001	Tanda tangan	

URAIAN REVISI	Dosen Penguji
<ul style="list-style-type: none"> - cek ketepatan tiang pancang dan daya dukung tanah - Gaya pada masing-masing tiang hasil output dari SAP ditampilkkan. - cek jumlah tiang pancang - buat bentuk girder dengan deep end - Tambahkan Reaksi dari gelagar atas - Pembetanan dengan penjelaraannya diratakan dan ditunjukkan perhitungannya - Hitung beban hanyutan dan aliran air - cek elastomer Gearing Pad 	 Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS. NIP -
	 Ir. Agung Budipriyanto, M.Eng., Ph.D. NIP -
	- NIP -
	- NIP -

PERSETUJUAN HASIL REVISI			
Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Penguji 4
Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.	Ir. Agung Budipriyanto, M.Eng., Ph.D.	-	-
NIP -	NIP -	NIP -	NIP -

Dosen Pembimbing 1		Dosen Pembimbing 2	
R. Buyung Anugraha A., ST., MT. NIP 19740203 200212 1 002		Ir. Chomaedhi, CES.Geo. NIP 19550319 198403 1 001	

Persetujuan Dosen Pembimbing Untuk Penjilidan
Buku Laporan Tugas Akhir Terapan



ASISTENSI PROYEK AKHIR

Nama : 1 Rama Jada P. I-T 2
NRP : 1 3115 040 612 2
Judul Tugas Akhir : Modifikasi Struktur Jembatan M Sancar Kabupaten Ngawi dengan sistem gelagar beton pratekan

Dosen Pembimbing : 1. R. Budung Anggraha A., ST MT.
 2. Ir. Chamaedhi, CES-Geo

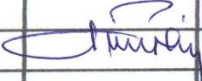

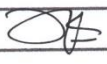
No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
		Buat perhitungan struktur bangunan sekunder		B	C	K
		tiang sandaran, terbalik		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		Buat perhitungan balok/girder pada Jembatan konvensional & diaphragma		B	C	K
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		Buat perhitungan Balok / Girder Pratekan prestressed.		B	C	K
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
28/09 2016		Cek perletakan tendon pada ujung dan tengah bentang balok		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		Hitung momen pada saat konstruksi balok/girder jembatan		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket. :
 B = Lebih cepat dari jadwal
 C = Sesuai dengan jadwal
 K = Terlambat dari jadwal



ASISTENSI PROYEK AKHIR

Nama : 1 Rama Jasta P.I.T 2
NRP : 1 315040612 2
Judul Tugas Akhir : Modifikasi Struktur Jembatan Ngancar Kabupaten Ngawi Dengan Sistem Gelagar Beton Pratekan
Dosen Pembimbing : 1. R. Budyong Anugraha A.ST.MT
 2. Ir. Chomadhini, CBS. Geo.

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
		- Cek Perhitungan Rancang				
		- Cek dimensi Pilar		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Cek perhitungan daya dukung dasar pondasi		B	C	K
		- cek kelebihan diameter		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		arang pilar bang bawah				
				B	C	K
		- Mutu beton pada pile cap		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		dinantikan sup dgn sump				
		- Kaki pilar bisa diperlebar 1,5-2 d. pilar		B	C	K
		- tulangan dapat fungsi di area kaki pilar juga		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Elastomer dk.				
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket. :
 B = Lebih cepat dari jadwal
 C = Sesuai dengan jadwal
 K = Tertambat dari jadwal



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL

Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116

Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025

<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama

: 1 Rani Dasa P.I.T 2

NRP

: 1 3115 040 612 2

Judul Tugas Akhir

: Modifikasi Struktur Jembatan Muncar Kabupaten Ngawi Dengan Sistem Belayan Beton Pratekan

Dosen Pembimbing

: 1. R. Idrus Anggraha A.ST MT
2. Ir. Chamaedhi .CES .Geo.

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
		Cek kembali elevasi muka tanah air normal		B	C	K
		Perbaiki Gambar pada Data tanah		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		Cek kembali Gambar		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket

B = Lebih cepat dari jadwal

C = Sesuai dengan jadwal

K = Terlambat dari jadwal

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN NGANCAR KABUPATEN NGAWI DENGAN SISTEM GELAGAR BETON PRATEKAN

Nama Mahasiswa : Rama Jaya Pramukti Insani Takwa
NRP : 3115 040 612
Jurusan : Diploma IV Teknik Sipil Lanjut Jenjang
ITS
Dosen Pembimbing : 1. R. Buyung Anugraha A, ST, MT
2. Ir. Chomaedhi, CES, GEO

Abstrak

Jembatan Ngancar dibangun sebagai penghubung antara Desa Ngancar dan Desa Ngale Kabupaten Ngawi. Jembatan ini membuat jarak tempuh dari desa Ngancar menuju Kota Ngawi dapat dipangkas.

Kondisi existing jembatan saatini adalah menggunakan system rangka baja, dengan konfigurasi bentang 12m – 50m - 50m – 12m. Jembatan Ngancar direncanakan menggunakan 1 Girder pada bentang 50m dan beton bertulang pada bentang 12m.

Struktur Utama dari jembatan Ngancar berupa balok prategang (PCI) dengan metode post tension dan mutu beton K-800, dan untuk jembatan pendekat menggunakan beton bertulang dengan metodecast insitu. Untuk plat lantai, tiang sandaran, kerb menggunakan konstruksi beton bertulang dengan metode cast insitu. Pilar dan Abutment jembatan juga direncanakan menggunakan beton bertulang dengan metode cast insitu. Pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang dengan jumlah tertentu dan pada kedalaman tertentu. Desain jembatan ini menggunakan pedoman dari Design Struktur Beton Prategang (T.Y Lin dan Burns. 1982), RSNI T-02-2005 (Peraturan Pembebanan Untuk Jembatan) dan Bridge Design Manual (BMS BDM, 1992), Bridge Design Code (BMS BDC, 1992). Selain itu

perencanaan jembatan ini juga mengambil beberapa sumber pustaka sebagai bahan referensi.

Kata kunci : Modifikasi, Jembatan Ngancar, PCI Girder

MODIFICATION DESIGN OF NGANCAR BRIDGE STRUCTURE USING A PRESTRESSED CONCRETE SYSTEM

Name of Student : Rama Jaya Pramukti Insani Takwa
NRP : 3115 040 612
Major : Diploma IV Civil Engineering Extension
ITS
Supervisor : 1. R. Buyung Anugraha A, ST, MT
2. Ir. Chomaedhi, CES, GEO

Abstract

Ngancar Bridge built to connect between Ngancar Village and Ngale Village. This bridge makes the distance from Ngancar village to Ngawi City can be trimmed.

The current condition of the bridge is using a steel frame system, with a 12m - 50m - 50m - 12m span configuration. Ngancar Bridge is planned to use I Girder on 50m span and reinforced concrete in 12m span.

The main structure of the Ngancar bridge is a prestressing beam (PCI) with post tension method and K-800 concrete quality, and for the approaching bridge using reinforced concrete with in situ method. For floor plates, poles, kerbs use reinforced concrete construction with cast insitu method. Pillars and Abutment bridges are also planned to use reinforced concrete with insitu cast method. The foundation used is a pile foundation with a certain amount and at a certain depth. The design of this bridge uses guidelines from the Design Struktur Beton Prategang (TY Lin and Burns 1982), RSNI T-02-2005 (Peraturan Pembebanan Untuk Jembatan) and Bridge Design Manual (BMS BDM, 1992), Bridge Design Code (BMS BDC, 1992).

In addition, the planning of this bridge also took several sources of literature as reference material

Kata kunci : Modification, Ngancar Bridge, PCI Girder.

KATA PENGANTAR

Puji Syukur penulis panjatkan kehadiran Allah SWT, atas segala rahmat dan karunia-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan laporan proyek akhir terapan dengan judul **“Modifikasi Desain Struktur Jembatan Ngancar Kabupaten Ngawi Dengan Sistem Gelagar Beton Pratekan”** sebagai salah satu persyaratan guna memperoleh gelar Sarjana Terapan (S.Tr) pada program Diploma IV Teknik Sipil Lanjut Jenjang, Fakultas Vokasi, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Dalam penyusunan proyek akhir terapan ini, penulis mendapatkan banyak doa, bantuan, dan dukungan moral serta materiil. Oleh karena itu pada kesempatan ini penulis menyampaikan ucapan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Allah SWT, Tuhan sekaligus pengatur kehidupan yang telah memberikan kesempatan bagi penulis untuk menyelesaikan tugas akhir ini hingga selesai
2. Kedua Orang Tua yang tak henti-hentinya memberikan semangat dan dukungan kepada penulis
3. Bapak Raden Buyung Anugraha A, ST.,MT, dan Bapak Ir. Chomaedhi, CES, GEO selaku dosen pembimbing
4. Kos PLN 08 dan teman-teman yang telah membantu dan mendukung penyelesaian tugas akhir ini

Penulis menyadari dalam penyusunan dan penulisan tugas akhir ini tak lepas dari berbagai kesalahan. Oleh karena itu penulis mengharapkan kritik dan saran yang membangun guna untuk kesempurnaan penulisan selanjutnya.

Akhir kata, besar harapan penulis semoga laporan proyek akhir ini dapat memberikan faedah dan manfaat bagi pembaca.

Surabaya, Juli 2017

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL

HALAMAN PENGESAHAN

ABSTRAK..... ix

KATA PENGANTAR xiii

DAFTAR ISI xv

DAFTAR TABEL..... xxiii

DAFTAR GAMBAR xxix

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang 1

1.2 Rumusan Masalah..... 2

1.3 Batasan Masalah 3

1.4 Tujuan Penulisan..... 3

1.5 Manfaat Perencanaan 4

1.6 Denah Lokasi 4

1.7 Modifikasi Struktur 5

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum 7

2.1.1 Definisi Jembatan 7

2.1.2 Komponen Struktur Jembatan 8

2.1.3 Kriteria Perencanaan Jembatan..... 8

2.2 Bagian-Bagian Jembatan..... 10

2.2.1 Bangunan Atas..... 10

2.2.2	Bangunan Bawah	10
2.3	Pembebanan	11
2.3.1	Bangunan Atas	11
2.3.2	Bangunan Bawah	15
2.4	Perencanaan Elemen Jembatan	28
2.4.1	Bangunan Atas	28
2.4.1.1	Bangunan Sekunder	28
2.4.1.2	Bangunan Utama	29
2.4.2	Bangunan Bawah	38
2.4.2.1	Abutment	38
2.4.2.2	Pilar	40
2.4.2.3	Pondasi	42
2.4.2.4	Elastomeric Bearing	44

BAB III METODOLOGI

3.1	Studi Literatur	54
3.2	Pengumpulan Data	55
3.3	Analisis Perencanaan Jembatan	55
3.3.1	Preliminary Desain	55
3.3.2	Perencanaan Bangunan Atas.....	56
3.3.3	Perencanaan Bangunan Bawah.....	56
3.3.4	Penggambaran	57
3.2.5	Penyusunan Laporan.....	57

BAB IV PERENCANAAN BANGUNAN ATAS

4.1	Perencanaan Bangunan Sekunder	63
4.1.1	Desain Piapa Sandaran.....	63
4.1.1.1	Preliminary Desain	63
4.1.1.2	Analisa Pembebanan	63
4.1.1.3	Perhitungan Momen	64
4.1.1.4	Kontrol Tegangan	65
4.1.2	Pembebanan Pipa Sandaran	65
4.1.2.1	Dasar Desain	65
4.1.2.2	Analisa Pembebanan	66
4.1.2.3	Perhitungan Penulangan	68
4.1.3	Perencanaan Kerb	71
4.1.3.1	Analisa Pembebanan	71
4.1.3.2	Perhitungan Momen	71
4.1.3.3	Perhitungan Penulangan	72
4.2	Perencanaan Bangunan Utama	75
4.2.1	Perencanaan Plat Lantai	75
4.2.1.1	Preliminary Desain	75
4.2.1.2	Analisa Pembebanan	78
4.2.1.3	Perhitungan Momen	78
4.2.1.4	Perhitungan Penulangan	79
4.2.2	Perencanaan Plat Kantilever	86
4.2.2.1	Analisa Pembebanan	87
4.2.2.2	Perhitungan Momen	88

4.2.2.3 Perhitungan Penulangan	88
4.2.3 Perencanaan Girder Tengah 12 m	93
4.2.3.1 Preliminary Desain	93
4.2.3.2 Analisa Pembebanan	93
4.2.3.3 Perhitungan Gaya Dalam	96
4.2.3.4 Perhitungan Penulangan	99
4.2.3.5 Kontrol Lendutan.....	118
4.2.4 Perencanaan Girder Tepi 12 m.....	119
4.2.4.1 Preliminary Desain	119
4.2.4.2 Analisa Pembebanan	119
4.2.4.3 Perhitungan Gaya Dalam	122
4.2.4.4 Perhitungan Penulangan	125
4.2.4.5 Kontrol Lendutan.....	144
4.2.5 Perencanaan Diafragma.....	145
4.2.5.1 Preliminary Desain	145
4.2.5.2 Analisa Pembebanan	145
4.2.5.3 Perhitungan Gaya Dalam	147
4.2.5.4 Perhitungan Penulangan	147
4.3 Desain Gelagar Pratekan	153
4.3.1 Spesifikasi Teknis Girder.....	153
4.3.2 Material	154
4.4 Analisa Penampang	155
4.4.1 Analisa Lapangan Sebelum Komposit.....	155
4.4.2 Analisa Lapangan Setelah Komposit.....	157

4.4.3	Analisa Tumpuan Sebelum Komposit	159
4.4.4	Analisa Tumpuan Setelah Komposit	161
4.4.5	Menentukan Banyaknya Kabel Strand	163
4.5	Perhitungan Tegangan Gelagar	175
4.5.1	Tegangan Gelagar Fase Awal	175
4.5.1.1	Kehilangan Prategang Jangka Pendek ...	175
4.5.1.2	Analisa Tegangan Fase Awal	190
4.5.2	Tegangan Gelagar Fase Konstruksi	193
4.5.2.1	Perhitungan Momen Fase konstruksi	193
4.5.2.2	Analisa Tegangan Fase Konstruksi	199
4.5.3	Tegangan Gelagar Fase Service.....	201
4.5.3.1	Kehilangan Prategang Jangka Panjang...	207
4.5.3.2	Analisa Tegangan Fase Service.....	221

BAB V PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH

5.1	Perencanaan Abutment	225
5.1.1	Desain Abutment.....	225
5.1.1.1	Analisa Pembebanan	226
5.1.1.2	Perhitungan Axial Tiang Pancang	240
5.1.1.3	Perhitungan Daya Dukung Tanah	246
5.1.1.4	Kontrol Terhadap Gaya Aksial Vertikal	251
5.1.1.5	Kontrol Terhadap Beban Horizontal	252
5.1.2	Perhitungan Poer	257
5.1.2.1	Analisis Gaya dan Momen	257
5.1.2.2	Perhitungan Penulangan	263

5.1.3 Perhitungan Dinding Abutment	267
5.1.3.1 Analisis Pembebanan	268
5.1.3.2 Perhitungan Gaya dan Momen	273
5.1.3.3 Perhitungan Penulangan	273
5.1.4 Perhitungan Long Stopper.....	278
5.1.4.1 Analisis Pembebanan	278
5.1.4.2 Perhitungan Gaya dan Momen	281
5.1.4.3 Perhitungan Penulangan	282
5.1.5 Perhitungan Plat Injak	285
5.1.5.1 Analisis Pembebanan	285
5.1.5.2 Perhitungan Gaya dan Momen	286
5.1.5.3 Perhitungan Penulangan	286
5.1.6 Perhitungan Korbel	290
5.1.6.1 Analisis Pembebanan	290
5.1.6.2 Perhitungan Gaya dan Momen	291
5.1.6.3 Perhitungan Penulangan	291
5.1.7 Perhitungan Wing Wall.....	296
5.1.7.1 Analisis Pembebanan	298
5.1.7.2 Perhitungan Gaya dan Momen	298
5.1.7.3 Perhitungan Penulangan	299
5.2 Perencanaan Pilar 1-3	302
5.2.1 Desain Dimensi Pilar 1-3	302
5.2.2 Perencanaan Pondasi Pilar	303
5.2.2.1 Analisa Pembebanan	304

5.2.2.2 Perhitungan Gaya Aksial Tiang	310
5.2.2.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah	311
5.2.2.4 Kontrol Terhadap Gaya Aksial Vertikal.	316
5.2.2.5 Kontrol Terhadap Beban Horizontal	317
5.2.3 Perhitungan Poer	322
5.2.3.1 Analisa Gaya dan Momen	322
5.2.3.2 Perhitungan penulangan	323
5.2.4 Perhitungan Longitudinal Stopper	330
5.2.4.1 Analisa Pembebanan	330
5.2.4.2 Perhitungan penulangan	330
5.2.5 Perhitungan Badan Pilar.....	337
5.2.6 Perhitungan Balok Tengah.....	338
5.2.7 Perhitungan Pier Had	342
5.3 Perencanaan Pilar 2	348
5.3.1 Desain Dimensi Pilar 2	348
5.3.2 Perncanaan Pondasi Pilar	349
5.3.2.1 Analisa Pembebanan	350
5.3.2.2 Perhitungan Gaya Aksial Tiang	356
5.3.2.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah	357
5.3.2.4 Kontrol Terhadap Gaya Aksial Vertikal.	362
5.3.2.5 Kontrol Terhadap Beban Horizontal	363
5.3.3 Perhitungan Poer	368
5.3.3.1 Analisa Gaya dan Momen	368
5.3.3.2 Perhitungan penulangan	369

5.3.4 Perhitungan Longitudinal Stopper	376
5.3.4.1 Analisa Pembebanan	376
5.3.4.2 Perhitungan penulangan	376
5.3.5 Perhitungan Badan Pilar	383
5.3.6 Perhitungan Balok Tengah	384
5.3.7 Perhitungan Pier Had	388
5.4 Desain Perletakan Jembatan	392
5.4.1 Preliminari Desain Perletakan 1	392
5.4.2 Beban Yang Bekerja.....	394
5.4.3 Perencanaan Dimensi Elastomer	396
5.4.4 Kontrol Perletakan.....	396
5.4.5 Preliminari Desain Perletakan 2	404
5.4.6 Beban Yang Bekerja.....	404
5.4.7 Perencanaan Dimensi Elastomer	406
5.4.8 Kontrol Perletakan.....	408
BAB VI METODE PELAKSANAAN	
6.1 Metode Pelaksanaan Jembatan	416
BAB VII PENUTUP	
7.1 Kesimpulan	426
7.2 Saran	430
DAFTAR PUSTAKA	431
LAMPIRAN-LAMPIRAN	432

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Berat Jenis Bahan	12
Tabel 2.2 Kelas Situs.....	20
Tabel 2.3 Faktor Amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik	21
Tabel 2.4 Faktor Amplifikasi untuk periode 1 detik dan 0,2 detik.....	21
Tabel 2.5 Zona Gempa	23
Tabel 2.6 Faktor Modifikasi Respon untuk bangunan Bawah	24
Tabel 2.7 Faktor Modifikasi Respon untuk Hubungan Antar Elemen Struktur.....	24
Tabel 2.8 Jenis Tipikal Pangkal Jembatan	39
Tabel 2.9 Jenis Pilar Dalam Perencanaan.....	40
Tabel 2.10 Diameter Pondasi Tipikal dan Beban Rencana	42
Tabel 4.1 Data Pipa Sandaran	63
Tabel 4.2 Mutu Beton Girder dan Plat Umur 28 Hari.....	154
Tabel 4.3 Perhitungan Letak Titik Berat Penampang Sebelum Komposit.....	156
Tabel 4.4 Perhitungan Letak Titik Berat Penampang Sebelum Komposit.....	156
Tabel 4.5 Perhitungan Letak Titik Berat Penampang Setelah Komposit.....	157

Tabel 4.6 Perhitungan Letak Titik Berat Penampang Setelah	
Komposit.....	158
Tabel 4.7 Perhitungan Letak Titik Berat Penampang Sebelum	
Komposit.....	159
Tabel 4.8 Perhitungan Letak Titik Berat Penampang Sebelum	
Komposit.....	160
Tabel 4.9 Perhitungan Letak Titik Berat Penampang Setelah	
Komposit.....	161
Tabel 4.10 Perhitungan Letak Titik Berat Penampang Setelah	
Komposit.....	162
Tabel 4.11 Perhitungan Jumlah Strand.....	163
Tabel 4.12 Garis Persamaan Tendon.....	164
Tabel 4.13 Tata Letak Tendon Sebelum Komposit.....	166
Tabel 4.14 Rekapitulasi Momen Inersia Sebelum Komposit	168
Tabel 4.15 Posisi Tendon Terhadap CGC Sebelum Komposit	170
Tabel 4.16 Eksentrisitas Terhadap CGC sebelum Komposit	173
Tabel 4.17 Momen Akibat Berat Sendiri Girder	175
Tabel 4.18 Kehilangan Prategang Akibat Slip Angkur	178
Tabel 4.19 Perhitungan Sudut Pusat Tendon.....	180
Tabel 4.20 Perhitungan Sudut Pusat Tendon.....	180
Tabel 4.21 Kehilangan Prategang Akibat Gesekan Kabel.....	182
Tabel 4.22 Tegangan Beton Terhadap CGS Akibat Prategang	184
Tabel 4.23 Kehilangan Prategang Akibat Elastisitas Beton	186

Tabel 4.24 Total kehilangan Fase Awal	188
Tabel 4.25 Tegangan Gelagar Fase Awal.....	190
Tabel 4.26 Momen Akibat Beton Tuangan	193
Tabel 4.27 Momen Akibat Beban Hidup Pekerja	195
Tabel 4.28 Momen Yang Terjadi Pada Fase Konstruksi	197
Tabel 4.29 Tegangan Gelagar Fase Konstruksi.....	199
Tabel 4.30 Momen Inersia Setelah Komposit	201
Tabel 4.31 Posisi CGC Setelah Komposit.....	202
Tabel 4.32 Eksentrisitas Terhadap CGC Setelah Komposit.....	204
Tabel 4.33 Rekapitulasi Momen Pada Saat Service	206
Tabel 4.34 Perhitungan V/S	208
Tabel 4.35 Perhitungan Kehilangan Akibat Susut Beton	209
Tabel 4.36 Perhitungan FCDS.....	212
Tabel 4.37 Perhitungan FCIR.....	213
Tabel 4.38 Kehilangan Prategang Akibat Rangkak	215
Tabel 4.39 Kehilangan Prategang Akibat Relaksasi Beton.....	217
Tabel 4.40 Rekapitulasi Kehilangan Pada Saat Service	219
Tabel 4.41 Tegangan Gelagar Pada Saat Service	221
Tabel 5.1 Gaya Raksi Abutment Beban $\frac{1}{2}$ Bangunan Atas.....	226
Tabel 5.2 Perhitungan Beban Sendiri Abutmen	227
Tabel 5.3 Perhitungan Statis Abutment.....	228
Tabel 5.4 Hasil Pengolahan N-SPT Tanah.....	233
Tabel 5.5 Kelas Situs.....	234
Tabel 5.6 Faktor Amplifikasi Periode 0 & 0,2 Detik	234

Tabel 5.7 Faktor Amplifikasi Periode 1Detik	235
Tabel 5.8 Faktor MOfifikasi (R).....	237
Tabel 5.9 Faktor MOfifikasi (R).....	237
Tabel 5.10 Gaya dan Momen Center Poer Abutment.....	240
Tabel 5.11 Kemampuan Gaya Aksial Per Tiang	244
Tabel 5.12 Gaya Aksial Tiang Pancang	245
Tabel 5.13 Daya Dukung Tanah Titik P1	248
Tabel 5.14 Resume P ijin Tiang Pancang	252
Tabel 5.15 Perhitungan Momen dan Gaya pada Center Poer.....	257
Tabel 5.16 Kemampuan Gaya Aksial Per Tiang	261
Tabel 5.17 Reaksi Tiang Pancang	262
Tabel 5.18 Perhitungan Momen Poer	272
Tabel 5.19 Kombinasi 1 Dinding Abutment	273
Tabel 5.20 Kombinasi 2 Dinding Abutment	281
Tabel 5.21 Kombinasi 1 Long Stopper.....	282
Tabel 5.22 Kombinasi 2 Long Stopper.....	286
Tabel 5.23 Rekapitulasi Beban pada Plat Injak.....	291
Tabel 5.24 Pembebanan Korbek Belakang	297
Tabel 5.25 Beban Sendiri Pada Wing Wall.....	298
Tabel 5.26 Beban Tekanan Tanah Aktif.....	304
Tabel 5.27 Beban Mati ½ Bentang Bangunan Atas Kanan	304
Tabel 5.28 Beban Mati ½ Bentang Bangunan Atas Kiri	304
Tabel 5.29 Berat Sendiri Pilar	306
Tabel 5.30 Perhitungan Statis Pilar	306

Tabel 5.31 Kombinasi Pembebanan	310
Tabel 5.32 P yang Bekerja Pada Tiang	310
Tabel 5.33 Daya Dukung Tanah.....	313
Tabel 5.34 Resume P ijin Tiang Pancang.....	317
Tabel 5.35 Perhitungan Momen dan Gaya pada Center Poer.....	322
Tabel 5.36 Penulangan Badan Pilar	338
Tabel 5.37 Penulangan Balok Tengah Tumpuan	340
Tabel 5.38 Penulangan Balok Tengah Lapangan	341
Tabel 5.39 Beban Mati $\frac{1}{2}$ Bentang Bangunan Atas Kanan	304
Tabel 5.40 Beban Mati $\frac{1}{2}$ Bentang Bangunan Atas Kiri.....	304
Tabel 5.41 Berat Sendiri Pilar	352
Tabel 5.42 Perhitungan Statis Pilar	352
Tabel 5.43 Kombinasi Pembebanan.....	356
Tabel 5.44 P yang Bekerja Pada Tiang	357
Tabel 5.45 Daya Dukung Tanah.....	359
Tabel 5.46 Resume P ijin Tiang Pancang.....	363
Tabel 5.47 Perhitungan Momen dan Gaya pada Center Poer.....	368
Tabel 5.48 Penulangan Badan Pilar	384
Tabel 5.49 Penulangan Balok Tengah Tumpuan	386
Tabel 5.50 Penulangan Balok Tengah Tumpuan	387
Tabel 6.51 Beban Vertikal pada Perletakan	396
Tabel 5.52 Rekapitulasi Beban Horizontal.....	397
Tabel 5.53 Tabel Spesifikasi Elastomer	397
Tabel 5.54 Dimensi Perletakan Elastomer	398

Tabel 5.55 Data Spesifikasi Elastomer..... 407

Tabel 5.56 Beban Vertikal pada Perletakan 408

Tabel 5.57 Rekapitulasi Beban Horizontal..... 408

Tabel 5.58 Tabel Spesifikasi Elastomer 408

Tabel 5.9 Dimensi Perletakan Elastomer 409

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1. Peta Lokasi Jembatan Ngancar.....	4
Gambar 1.2 Kontur Sungai Bengawan Solo.....	5
Gambar 1.3 Potongan memanjang jembatan.....	5
Gambar 1.4 Rencana memanjang jembatan existing	6
Gambar 2.1.Beban lajur “D”	13
Gambar 2.2 Beban “D”	14
Gambar 2.3 Faktor beban dinamis untuk BGT	14
Gambar 2.4 Pembebanan truk “T”	15
Gambar 2.5 Peta percepatan puncak di batuan dasar	18
Gambar 2.6 Peta respon spectra percepatan 0,2 detik	18
Gambar 2. Peta respon spectra percepatan 1 detik.....	19
Gambar 2.8 Bentuk tipikal respon spektra	22
Gambar 2.9 Tekanan tanah tambahan	26
Gambar 2.10 Tekanan tanah akibat gempa	26
Gambar 2.11 Tiang sandaran jembatan.....	28
Gambar 2.12 Kontrol terhadap geser pons	29
Gambar 2.13 Jarak minimum ujung girder dengan tumpuan	41
Gambar 2.14 perletakan bantalan elastomer	46
Gambar 3.1 Diagram alir perencanaan jembatan	62
Gambar 4.1 Dimensi Tiang sandaran	66
Gambar 4.2 Sketsa penulangan tinag sandaran	70
Gambar 4.3 Penampang kerb	71

Gambar 4.4 Penulangan kerb.....	71
Gambar 4.5 Potongan melintang plat lantai kendaraan	75
Gambar 4.6 Kontrol tebal plat dan geser pons	76
Gambar 4.7 Momen yang terjadi pada SAP 2000 v.14	78
Gambar 4.8 Sketsa penulangan plat lantai kendaraan	85
Gambar 4.9 sketsa plat lantai kantilever.....	86
Gambar 4.10 sketsa penulangan plat lantai kantilever	92
Gambar 4.11 Sketsa girder bentang 12 meter.....	93
Gambar 4.12 Faktor beban dinamis untuk BGT.....	95
Gambar 4.13 Permodelan beban mati girder tengah 12 m	96
Gambar 4.14 Permodelan beban hidup girder tengah 12 m	97
Gambar 4.15 Sketsa Penulangan girder tengah $\frac{1}{4}$ bentang	108
Gambar 4.16 Sketsa Penulangan girder tengah $\frac{1}{2}$ bentang	117
Gambar 4.17 Sketsa girder bentang 12 meter.....	119
Gambar 4.18 Faktor beban dinamis untuk BGT.....	121
Gambar 4.19 Permodelan beban mati girder tepi 12 m.....	122
Gambar 4.20 Permodelan beban hidup girder tepi 12 m	123
Gambar 4.21 Sketsa Penulangan girder tepi $\frac{1}{4}$ bentang	134
Gambar 4.22 Sketsa Penulangan girder tepi $\frac{1}{2}$ bentang	143
Gambar 4.23 Preliminary desain diafragma	145
Gambar 4.24 Sketsa penulangan diafragma	152
Gambar 4.25 Penampang gelagar beton pratekan	153
Gambar 4.26 Tampak memanjang girder	153
Gambar 4.27 Penampang lapangan sebelum komposit	155

Gambar 4.28 Penampang lapangan setelah komposit	157
Gambar 4.29 Penampang tumpuan sebelum komposit	159
Gambar 4.30 Penampang tumpuan setelah komposit.....	161
Gambar 4.31 Posisi kabel pratang 163	
Gambar 4.32 Sudut pusat tendon dalam..... 178	
Gambar 5.1 Perencanaan Abutment..... 226	
Gambar 5.2 Pembagian Segmen Abutment..... 227	
Gambar 5.3 Asumsi beban Lalulintas 229	
Gambar 5.4 Bentuk Tipikal Respon Spektra..... 235	
Gambar 5.5 Konfigurasi Tiang Pancang Abutment 243	
Gambar 5.6 Beban Pada Poer Abutment..... 257	
Gambar 5.7 Konfigurasi Tiang Pancang Abutment 259	
Gambar 5.8 Asumsi beban Lalulintas 269	
Gambar 5.9 Pembebanan Pada Wingwall Akibat Beban Sendiri..... 297	
Gambar 5.10 Potongan Memanjang Pilar 1 dan 3..... 303	
Gambar 5.11 Potongan Melintang Pilar 305	
Gambar 5.12 Asumsi Beban Hidup Lalulintas..... 307	
Gambar 5.13 Respon Spektrum..... 308	
Gambar 5.14 Konfigurasi Tiang Pancang Pilar..... 310	
Gambar 5.15 Momen Pile Cap SAP 2000..... 322	
Gambar 5.16 Geser Pile Cap SAP 2000..... 327	
Gambar 5.17 Momen Long Stopper Cap SAP 2000 330	
Gambar 5.18 Geser Long Stopper Cap SAP 2000 334	
Gambar 5.19 Hasil Output SAP 2000 Luasan Rebar 337	

Gambar 5.20 Hasil Output SAP 2000 Luasan Rebar	339
Gambar 5.21 Hasil Output SAP 2000 Luasan Rebar	339
Gambar 5.22 Momen Pier Had Cap SAP 2000	342
Gambar 5.23 Geser Pier Had Cap SAP 2000	345
Gambar 5.24 Potongan Memanjang Pilar 2.....	349
Gambar 5.25 Potongan Melintang Pilar	351
Gambar 5.26 Asumsi Beban Hidup Lalulintas	353
Gambar 5.27 Urutan Stressing Tendon	354
Gambar 5.28 Respon Spektrum.....	356
Gambar 5.29 Konfigurasi Tiang Pancang Pilar.....	369
Gambar 5.30 Momen Pile Cap SAP 2000	373
Gambar 5.31 Geser Pile Cap SAP 2000.....	376
Gambar 5.32 Momen Long Stopper Cap SAP 2000	380
Gambar 5.33 Geser Long Stopper Cap SAP 2000	380
Gambar 5.34 Hasil Output SAP 2000 Luasan Rebar	383
Gambar 5.35 Hasil Output SAP 2000 Luasan Rebar	385
Gambar 5.36 Hasil Output SAP 2000 Luasan Rebar	385
Gambar 5.37 Momen Pier Had Cap SAP 2000	388
Gambar 5.38 Geser Pier Had Cap SAP 2000	391
Gambar 5.39 Elastomeric Bearing.....	394
Gambar 6.1 Pembersihan Area Lokasi	416
Gambar 6.2 Pengupasan Lapisan Tanah.....	416
Gambar 6.3 Handling Tiang Pancang.....	417

Gambar 6.4 Pemancangan Tiang Pancang	417
Gambar 6.5 Gakian Struktur	417
Gambar 6.6 Pemotongan Tiang Pancang	418
Gambar 6.7 Instal Besi dan Form Work Footing	418
Gambar 6.8 Pengecoran Footing	418
Gambar 6.9 Pembesian Kolom.....	419
Gambar 6.10 Pengecoran Kolom	419
Gambar 6.11 Bongkar Form Work.....	419
Gambar 6.12 Pemasangan Elastomeric	420
Gambar 6.13 Coverdam dari Tumpukan Karung	420
Gambar 6.14 Tampak Melintang Tumpukan Sandbag.....	421
Gambar 6.15 Penambahan Politehin Geotekstil.....	421
Gambar 6.16 Perakitan Girder I	422
Gambar 6.17 Pemasangan Baja Strand	422
Gambar 6.18 Instalasi Anchor Head	423
Gambar 6.19 Stressing Hydraulic Jack	423
Gambar 6.20 Grouting.....	423
Gambar 6.21 Pemasangan Girder I	424
Gambar 6.22 Pemasangan Girder I	424
Gambar 6.23 Pengecoran Plat Lantai	424
Gambar 6.24 Pembuatan Tiang Sandaran	425
Gambar 6.25 Pembersihan Plat Lantai	425
Gambar 6.26 Pengerjaan Pengaspalan	425

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Transportasi merupakan kebutuhan yang paling penting dan merupakan bagian yang tidak dapat terpisahkan dari kehidupan masyarakat. Sehingga transportasi akan berpengaruh pada seluruh aspek kehidupan manusia, baik itu masalah ekonomi, sosial, budaya maupun aspek aspek lainnya yang ada dalam kehidupan masyarakat. Transportasi mempunyai fungsi memperpendek jarak, memindahkan objek dan memperlancar hubungan dua atau lebih dari lokasi satu ke lokasi lainnya. Salah satu prasarana untuk memperlancar kegiatan transportasi adalah jembatan. Jembatan merupakan suatu bagian dari jalan raya yang berfungsi untuk menghubungkan jalan yang terputus yang disebabkan adanya rintangan seperti sungai, danau, lembah, jurang dan lain lain.

Meningkatnya kebutuhan masyarakat akan mobilitas dalam kehidupannya akan memberikan nilai positif terhadap jumlah pergerakan transportasi yang ada, oleh karena itu kebutuhan ini juga harus diimbangi dengan peningkatan sarana transportasi. Pembangunan Jembatan Ngancar di kabupaten Ngawi ini akan menghubungkan dua wilayah kecamatan di dua desa tersebut, karena selama ini warga Ngancar harus berputar sejauh 15 kilometer atau dengan cara menyeberang menggunakan rakit untuk bisa sampai di desa Ngale. Dalam penulisan Proyek Akhir Terapan ini penulis juga ingin membandingkan jembatan rangka baja dengan jembatan beton prategang baik dari segi ekonomis maupun dari segi perawatan bangunan, sehingga bisa diketahui apa keunggulan maupun kelemahan dari dua jembatan tersebut.

Kondisi existing masih berupa semak dan lahan persawahan. Berikut data teknis proyek.

1. Nama Proyek : Pembangunan Jembatan Ngancar
2. Panjang jembatan: 124 meter
3. Lokasi Jembatan: Desa Ngancar, Kecamatan Pitu, Ngawi.
4. Struktur Bentang Utama: Rangka Baja (100 meter)
5. Struktur Jembatan Pendekat : Gelagar baja I (24 meter)
6. Modifikasi Desain: Jembatan Pratekan Girder I

1.2. Rumusan Masalah

Dengan melihat uraian latar belakang di atas, maka dalam penulisan proyek akhir ini terdapat permasalahan-permasalahan diantaranya sebagai berikut :

1. Bagaimana merencanakan preliminary design pada jembatan.
2. Bagaimana merancang struktur bangunan atas pada jembatan beton pratekan.
3. Bagaimana merencanakan bentuk gelagar dengan penempatan tendon yang tepat pada jembatan beton pratekan.
4. Bagaimana merencanakan perletakan dan bangunan bawah jembatan.
5. Bagaimana menggambarkan hasil dari desain struktur jembatan.

1.3. Batasan Masalah

Dari uraian perumusan masalah di atas, maka perlu adanya suatu batasan masalah dalam penulisan proyek akhir ini, antara lain :

1. Perancangan struktur primer dan sekunder bangunan atas jembatan.
2. Perancangan sistem perletakan jembatan.

3. Perancangan struktur bangunan bawah jembatan dan pondasi.
4. Penggambaran menggunakan program bantu Auto Cad.
5. Tidak merencanakan bangunan pelengkap jembatan.
6. Tidak merencanakan tebal perkerasan dan desain jalan.

1.4. Tujuan

Dari rumusan masalah di atas, adapun tujuan yang akan dicapai dalam penyusunan tugas akhir ini adalah :

1. Untuk mendapatkan desain penampang dan penempatan tendon yang efektif agar memenuhi tegangan yang diijinkan.
2. Mendapatkan desain struktur bangunan bawah jembatan sesuai dengan Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan yang stabil dan ekonomis.
3. Mendapatkan desain gambar struktur jembatan yang baik.
4. Membandingkan biaya konstruksi jembatan rangka baja dengan jembatan beton pratekan.

1.5. Manfaat Perancangan

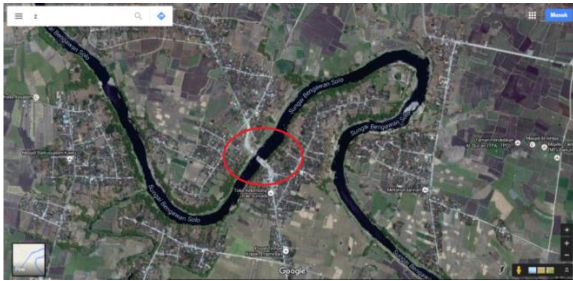
Dalam penyusunan proyek akhir ini, mahasiswa diharapkan mampu dan kreatif dalam menyusun proyek akhir. Manfaat yang dapat diambil adalah:

1. Sebagai proses pembelajaran bagi mahasiswa dan suatu aplikasi dari keseluruhan ilmu yang telah dipelajari selama proses kuliah.
2. Mendapatkan suatu desain perencanaan lain jembatan prategang yang mampu menahan gaya yang timbul akibat beban-beban yang bekerja pada jembatan tersebut.

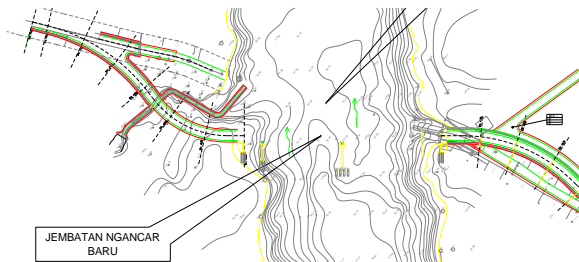
3. Mengetahui keunggulan maupun kelemahan jembatan beton prategang maupun jembatan rangka baja ditinjau dari segi ekonomis maupun perawatan.

1.6. Denah Lokasi

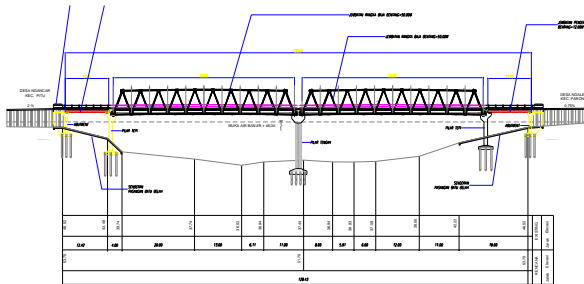
Lokasi proyek berada di Desa Ngancar, Kecamatan Pitu, Kabupaten Ngawi, Jawa Timur.



Gambar 1.1 Peta Lokasi Jembatan Ngancar



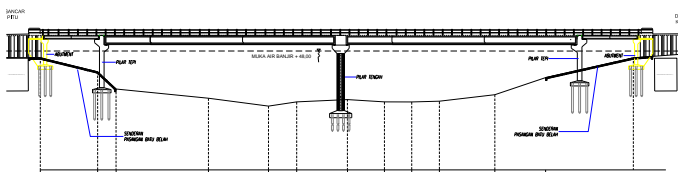
Gambar 1.2 Kontur Sungai Bengawan Solo



Gambar 1.3 Potongan memanjang jembatan Ngancar kondisi existing.

1.7. Modifikasi Struktur

Dalam penyusunan proyek akhir ini penulis akan memodifikasi struktur jembatan Ngancar dari jembatan rangka baja menjadi jembatan beton pratekan. Dalam kondisi existing jembatan Ngancar memiliki bentang utama 100 meter yang dibagi menjadi 2 bentang dan jembatan pendekat sepanjang 12 meter di setiap sisi jembatan, direncanakan pilar jembatan ditempatkan pada posisi yang sama sehingga jembatan baru juga akan memiliki 3 pilar. Dengan bentang utama 50 meter direncanakan menggunakan gelagar pratekan dari produsen PT.Wika Beton tipe PCI H-210.



Gambar 1.4 Rencana memanjang jembatan Ngancar

Halaman ini Sengaja Dikosongkan

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

1.2.1 Umum

2.2.1.1 Definisi Jembatan

Jembatan merupakan suatu bagian dari jalan raya yang berfungsi untuk menghubungkan atau melintaskan jalan terputus yang disebabkan adanya rintangan seperti sungai, danau, lembah, jurang dan lain – lain tanpa menutupinya. Jembatan yang melewati diatas sungai disebut *aqueduct*, sedangkan jembatan yang melewati jalan disebut *viaduct*.

Jenis jembatan berdasarkan fungsinya, lokasi, bahan konstruksi dan tipe struktur sekarang ini telah mengalami perkembangan pesat sesuai dengan kemajuan zaman dan teknologi, mulai dari yang sederhana sampai pada konstruksi yang mutakhir. Jembatan merupakan suatu system transportasi untuk tiga hal :

3. Merupakan pengontrol kapasitas dari system
4. Mempunyai biaya tertinggi per mil system
5. Jika jembatan runtuh, system akan lumpuh

Berdasarkan fungsinya, jembatan dapat dibedakan sebagai berikut : Jembatan jalan raya (*highway bridge*), Jembatan jalan kereta api (*railway bridge*), Jembatan pejalan kaki atau penyebrangan (*pedestrian bridge*). Berdasarkan lokasinya, jembatan dapat dibedakan sebagai berikut : Jembatan di atas sungai atau danau, Jembatan di atas lembah, Jembatan di atas jalan yang ada (*fly over*), Jembatan di atas saluran irigasi/drainase (*culvert*), Jembatan di dermaga (*trestle*). Berdasarkan bahan konstruksinya, jembatan dapat dibedakan menjadi beberapa macam, antara lain : Jembatan kayu (*log bridge*), Jembatan beton (*concrete bridge*), Jembatan baja (*steel*

bridge), jembatan komposit (*composite bridge*). Berdasarkan tipe strukturnya, Jembatan dapat dibedakan menjadi beberapa macam, antara lain : Jembatan plat (*slab bridge*), Jembatan slab berongga (*voided slab bridge*), Jembatan gelagar (*girder bridge*), Jembatan rangka (*truss bridge*), Jembatan pelengkung (*arch bridge*), Jembatan gantung (*suspension bridge*), Jembatan kabel (*cable stayed bridge*).

6.2.1.2 Komponen Struktur Jembatan

Jembatan terdiri dari bangunan atas dan bangunan bawah. Bangunan atas pada umumnya terdiri dari gelagar – gelagar induk yang terbentang dari titik tumpu ke titik tumpu serta gelagar melintang yang biasa disebut dengan diafragma yang menahan plat lantai kendaraan. Sedangkan, bangunan bawah jembatan ialah konstruksi yang menahan dan meneruskan beban dari bangunan atas baik beban mati maupun beban hidup ke pondasi. Biasanya bahan yang sering digunakan untuk merancang bangunan bawah berupa beton dan pondasi yang direncanakan untuk menahan konstruksi sesuai dengan kondisi tanah dan peta situasi lahan. Pondasi yang digunakan bisa berupa pondasi langsung, pondasi sumuran atau pondasi dalam (tiang pancang).

7.2.1.3 Kriteria Perencanaan Jembatan

8.2.1.3.1 Survei dan Investigasi

Dalam perencanaan teknis jembatan perlu dilakukan survei dan investigasi yang meliputi :

- Survey tata guna lahan
- Survey topografi
- Survey hidrologi
- Penyelidikan tanah
- Penyelidikan geologi
- Survey bahan dan tenaga kerja setempat

Hasil survey dan investigasi digunakan sebagai dasar untuk membuat rancangan teknis yang menyangkut beberapa hal antara lain :

- Kondisi tata guna lahan, baik yang ada pada jalan pendukung maupun lokasi jembatan berkaitan dengan ketersediaan lahan yang ada
- Ketersediaan material, anggaran dan sumberdaya manusia
- Kelas jembatan yang disesuaikan dengan kelas jalan dan volume lalu lintas
- Pemilihan jenis konstruksi jembatan yang sesuai dengan kondisi topografi, struktur tanah, geologi, hidrologi serta kondisi sungai dan perilakunya

9.2.1.3.2 Analisis Data

Sebelum membuat rancangan teknis perlu dilakukan analisis data survey dan investigasi yang meliputi antara lain :

- Analisis data lalu – lintas
Analisis data lalu – lintas digunakan untuk menentukan kelas jembatan yang erat hubungannya dengan penentuan lebar jembatan dan beban lalu – lintas yang direncanakan
- Analisis data hidrologi
Analisis ini dimaksudkan untuk mengetahui besarnya debit banjir rancangan, kecepatan aliran, dan gerusan (scouring) pada sungai dimana jembatan akan dibangun
- Analisis data tanah
Data hasil pengujian tanah di laboratorium maupun di lapangan yang berupa pengujian sondir, SPT, boring, dsb digunakan untuk mengetahui parameter tanah dasar hubungannya dengan pemilihan jenis konstruksi pondasi jembatan
- Analisis geometri

Analisis ini dimaksudkan untuk menentukan elevasi jembatan yang erat hubungannya dengan alinemen vertikal dan panjang jalan pendekat (oprit)

10.2.2 Bagian – Bagian Jembatan

Secara umum struktur jembatan dapat dibedakan menjadi dua bagian yaitu struktur atas dan struktur bawah. Sehingga jika diurutkan, komponen struktur jembatan beton akan menjadi sebagai berikut dengan fungsinya masing – masing :

11.2.2.1 Bangunan Atas

Struktur atas jembatan merupakan bagian yang menerima beban langsung yang meliputi berat sendiri, beban mati tambahan, beban lalu lintas kendaraan, gaya rem, beban pejalan kaki, dan lain – lain. Struktur atas jembatan umumnya meliputi :

- ✓ Plat lantai kendaraan
- ✓ Balok girder
- ✓ Balok diafragma
- ✓ Trotoar
- ✓ Sandaran atau parapet

12.2.2.2 Bangunan Bawah

Struktur bawah jembatan berfungsi memikul seluruh beban struktur jembatan atas baik beban hidup maupun beban mati dan beban lain yang ditimbulkan oleh tekanan tanah, aliran air dan hanyutan, tumbukan, gaya rem, beban gempa dan lain – lain untuk kemudian disalurkan oleh pondasi ke tanah dasar. Struktur bawah jembatan umumnya meliputi :

- ✓ Abutment
 - Dinding belakang (Back wall)
 - Dinding penahan (Longitudinal stopper)
 - Dinding sayap (Wing wall)
 - Plat injak (Approach slab)
 - Tumpuan (Bearing)
 - Poer (Pile Cap)

- Pondasi
- ✓ Pilar
 - Kepala pilar (Pier head)
 - Pilar yang berupa dinding , kolom, atau portal
 - Tumpuan (Bearing)
 - Poer (Pile Cap)
 - Pondasi

13.2.3 Pembebanan

Pada perencanaan jembatan yang perlu diperhatikan adalah beban – beban yang terjadi pada jembatan. Beban – beban tersebut akan mempengaruhi besarnya dimensi dari struktur jembatan serta banyaknya tulangan yang digunakan. Pada peraturan **RSNI T-02-2005** tentang standart pembebanan untuk jembatan aksi – aksi (beban) digolongkan berdasarkan bagian bagian jembatan yaitu :

14.2.3.1 Bangunan Atas

Pada perencanaan bangunan atas beban – beban yang bekerja pada struktur bangunan atas adalah sebagai berikut :

1. Beban mati

Beban mati adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non – structural yang dipikul dan bersifat tetap (**RSNI T-02-2005 Pasal 5**). Pada bangunan atas beban mati terdiri dari beban girder, beban difragma, beban plat lantai kendaraan, beban parapet.

Tabel 2. 1 Berat jenis bahan

Bahan	Berat Jenis (kN/m ³)
Lapisan permukaan beraspal	22,00
Timbunan tanah dipadatkan	17,20
Kerikil dipadatkan	22,70

Aspal beton	22,00
Beton	25,00
Beton bertulang	25,00
Batu pasangan	23,50

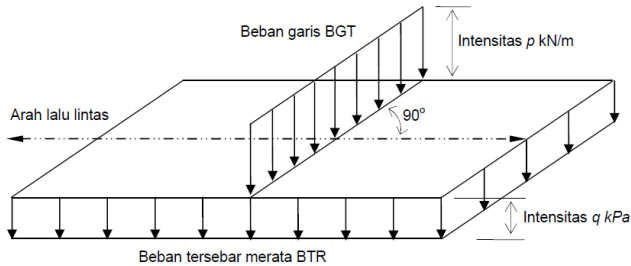
2. Beban mati tambahan

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Jembatan direncanakan mampu memikul beban tambahan seperti lapisan aspal overlay dan genangan air hujan. (*RSNI T-02-2005 Pasal 5.3*)

3. Beban hidup lalu lintas

a. Beban lajur “D”

Beban lalu lintas terdiri dari pembebanan lajur “D” dan pembebanan truck “T”. Pembebanan lajur “D” ditempatkan melintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya. Sedangkan, pembebanan truck “T” adalah kendaraan berat tunggal dengan tiga gandar yang ditempatkan dalam kedudukan sembarang pada lajur lalu lintas rencana. Pada umumnya pembebanan “D” akan menentukan untuk bentang sedang sampai panjang dan pembebanan “T” akan menentukan untuk bentang pendek pendak dan sistem rantai. Beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) (*RSNI T-02-2005 Pasal 6.3*)



Gambar 2. 1 Beban lajur "D"

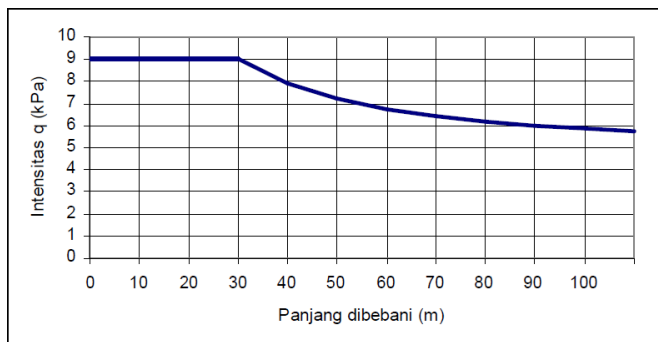
✓ Beban terbagi rata (BTR)

Beban lajur "D" bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada girder yang ekuivalen dengan suatu iring – iringan kendaraan yang sebenarnya. Intensitas beban "D" terdiri dari beban merata dan beban terpusat. Beban merata mempunyai intensitas q KPa, dimana besarnya q tergantung pada panjang total yang dibebani L seperti berikut :

$$q = 9 \text{ untuk } L < 30 \text{ m} \dots (\text{Pers. 2.1})$$

$$q = 9 \times (1 \times 15/L) \text{ untuk } L \geq 30 \text{ m} \dots (\text{Pers. 2.2})$$

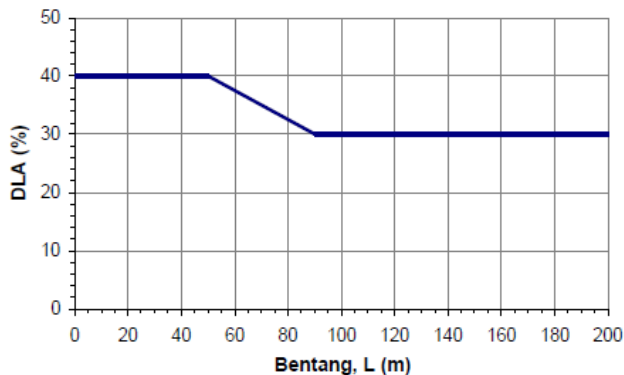
untuk L merupakan bentang girder



Gambar 2. 2 Beban "D" : BTR vs panjang dibebani

✓ **Beban garis terpusat (BGT)**

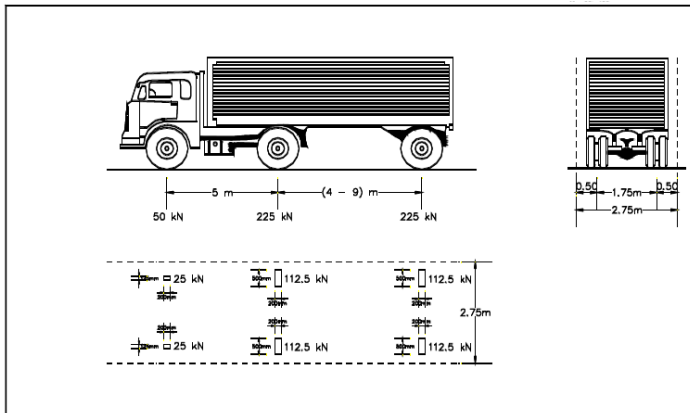
Beban BGT adalah beban garis yang merupakan beban berjalan diatas lantai kendaraan. Beban BGT yang diperhitungkan adalah 49 kN/m. Beban BGT ini harus dikalikan dengan faktor kejut (DLA). Faktor beban dinamik (DLA) dimaksudkan sebagai suatu faktor digunakan untuk mewakili faktor beban dinamis.



Gambar 2. 3 Faktor beban dinamis untuk BGT dan pembebanan lajur "D"

b. Beban truck "T"

Beban truck "T" adalah berat suatu kendaraan berat dengan 3 as yang ditempatkan pada beberapa posisi yang digunakan untuk menganalisis pelat jalur lalu – lintas. (*RSNI T-02-2005 Pasal 6.4*)



Gambar 2. 4 Pembebanan truck "T" (500 kN)

15.2.3.2 Bangunan Bawah

Pada perencanaan bangunan bawah struktur harus bisa memikul beban struktur bangunan atas sekaligus beban bangunan bawah sendiri. Adapun beban – beban pada bangunan bawah adalah sebagai berikut :

1. Beban mati

Pada bangunan bawah beban mati terdiri dari beban struktur bangunan atas, beban abutment sendiri meliputi : Abutmen (Kepala Jembatan) dan bangunan pelengkapanya yaitu wing wall dan pelat injak.

2. Beban lajur “D”

Beban Lajur yang bekerja pada bangunan atas juga akan bekerja pada bangunan bawah .Untuk beban lajur (Beban Terbagi Merata “BTR”) dan (Beban Garis Terpusat “BGT”) menggunakan standar **RSNI T-02-2005**, meliputi :

a. (Beban Terbagi Merata “BTR”)

Beban lajur “D” bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada girder yang

ekivalen dengan suatu iring – iringan kendaraan yang sebenarnya. Intensitas beban ‘D’ terdiri dari beban merata dan beban terpusat. Beban merata mempunyai intensitas q KPa, dimana besarnya q tergantung pada panjang total yang dibebani L seperti berikut :

$$q = 9 \text{ kPa untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 9 \times (1 \times 15/L) \text{ kPa untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

untuk L merupakan bentang girder

b. (Beban Garis Terpusat “BGT”)

Beban BGT adalah beban garis yang merupakan beban berjalan diatas lantai kendaraan. Beban BGT yang diperhitungkan adalah 49 kN/m. Beban BGT ini harus dikalikan dengan faktor kejut (DLA). Faktor beban dinamik (DLA) dimaksudkan sebagai suatu faktor digunakan untuk mewakili faktor kejut beban dinamis.

3. Beban rem

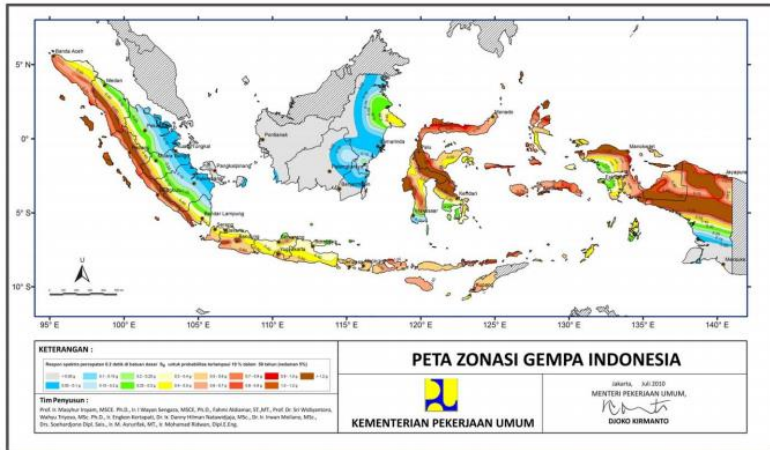
Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas harus diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang. Beban rem yang diperhitungkan berdasarkan RSNI T-02-2005 untuk jembatan dengan panjang bentang ≤ 80 meter adalah 250 kN, untuk bentang – bentang lainnya dapat dilihat pada grafik berikut : (*RSNI T-02-2005 Pasal 6.7*)

16. Beban angin

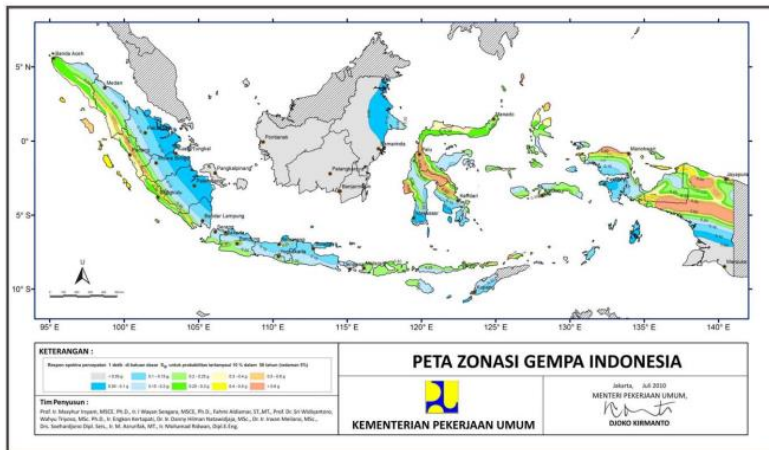
Pembebanan angin pada bangunan bawah merupakan beban angin yang akan mengenai sepanjang sisi samping bangunan atas jembatan. Beban angin yang diperhitungkan berdasarkan *RSNI T-02-2005 Pasal 7.6* adalah sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0,0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b \dots (\text{Pers. 2.3})$$

dimana ,



Gambar 2. 6 Peta respons spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar



Gambar 2. 7 Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar

Klasifikasi situs ditentukan untuk lapisan setebal 30 m sesuai dengan yang didasarkan pada korelasi dengan hasil penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium

Tabel 2. 2 Kelas situs

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N}	\bar{S}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3 m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5$ m dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		

Pada tabel 2.2 \bar{N} adalah hasil uji penetrasi standart dengan lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya dan harus dihitung menurut persamaan berikut ini :

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{t_i}{\bar{N}} \right)} \dots (\text{Persamaan 2.5})$$

Dimana ,

\bar{N} = Nilai hasil uji penetrasi standart lapisan tanah

t_i = Tebal lapisan tanah ke – i

m= Jumlah lapisan tanah (30 m)

Untuk penentuan respons spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu factor amplifikasi pada periode nol detik, periode pendek ($T = 0,2$ detik) dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode nol detik (F_{PGA}), faktor amplifikasi periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait

percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Tabel 2.3 dan Tabel 2.4 memberikan nilai – nilai F_{PGA} , F_a , dan F_v untuk berbagai klasifikasi tanah. (*SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 5.3.2*)

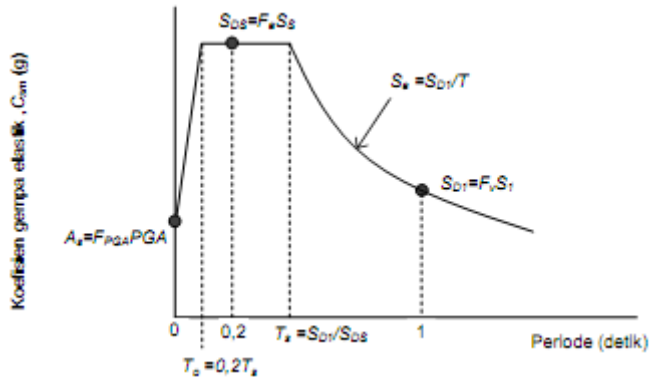
Tabel 2. 3 Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik
(F_{PGA} / F_a)

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_a \leq 0.25$	$PGA = 0,2$ $S_a = 0.5$	$PGA = 0,3$ $S_a = 0.75$	$PGA = 0,4$ $S_a = 1.0$	$PGA > 0,5$ $S_a \geq 1.25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Tabel 2. 4 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik
(F_v)

Kelas situs	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Respons spektra adalah nilai yang menggambarkan respons maksimum dari system berderajat – kebebasan – tunggal pada berbagai frekuensi alami (periode alami) terendam akibat suatu goyangan tanah. Untuk kebutuhan praktis, maka respons spektra dibuat dalam bentuk respons spectra yang sudah disederhanakan. (*SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 5.4.1*)



Gambar 2. 8 Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah

Respons spektra di permukaan tanah ditentukan dari 3 nilai percepatan puncak yang mengacu pada peta gempa Indonesia 2010 (PGA, Ss dan S1 , serta nilai faktor amplifikasi FPGA, Fa, dan Fv. Perumusan respons spektra adalah sebagai berikut :

$$A_s = F_{PGA} \times PGA \dots (\text{Persamaan 2.6})$$

$$S_{SD} = F_s \times S_s \dots (\text{Persamaan 2.7})$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1 \dots (\text{Persamaan 2.8})$$

Koefisien respons gempa elastik :

1. Untuk periode lebih kecil dari T_0 , koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut :

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \dots (\text{Persamaan 2.9})$$

2. Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil atau sama dengan T_s , respons spektra percepatan C_{sm} adalah sama dengan S_{DS}
3. Untuk periode lebih besar dari T_s , koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut :

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \dots (\text{Persamaan 2.10})$$

Keterangan

S_{DS} = Nilai spektra permukaan tanah pada periode pendek

S_{D1} = Nilai spektra permukaan tanah pada periode 1 detik

T_0 = $0,2 \times T_s$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Setiap jembatan harus ditetapkan dalam salah satu empat zona gempa berdasarkan spektra periode 1 detik (S_{D1}) sesuai tabel 2.5. Kategori tersebut menggambarkan variasi resiko seismik dan digunakan untuk penentuan metode analisis, panjang tumpuan minimum, detail perencanaan kolom, dan prosedur desain pondasi dan kepala jembatan (***SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 5.6***)

Tabel 2. 5 Zona gempa

Koefisien percepatan (S_{D1})	Zona gempa
$S_{D1} \leq 0,15$	1
$0,15 < S_{D1} \leq 0,30$	2
$0,30 < S_{D1} \leq 0,50$	3
$S_{D1} > 0,50$	4

Untuk penggunaan faktor modifikasi respons pada pasal ini maka detail struktur harus sesuai dengan ketentuan pada ***Pasal 7 dan Pasal 7.5 SNI Gempa 2833 – 2013***

Gaya gempa rencana pada bangunan bawah dan hubungan antara elemen struktur ditentukan dengan cara membagi gaya gempa elastic dengan faktor modifikasi respons (R) sesuai tabel 2.6 dan 2.7. Sebagai alternatif penggunaan faktor R pada tabel 2.x untuk hubungan struktur, sambungan monolit antar elemen struktur seperti hubungan kolom ke pondasi telapak dapat direncanakan untuk menerima gaya maksimum akibat plastifikasi kolom atau kolom majemuk berhubungan

Apabila digunakan analisis dinamik waktu, maka faktor modifikasi respons (R) diambil sebesar 1 untuk jenis bangunan bawah dan hubungan antar elemen struktur. (*SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 5.7*)

Tabel 2. 6 Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Tabel 2. 7 Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur

Hubungan elemen struktur	Semua kategori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan fondasi	1,0

Gaya gempa elastis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasikan, sehingga memiliki 2 tinjauan pembebanan sebagai berikut :

- 100% gaya gempa pada arah x dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah y
- 100% gaya gempa pada arah y dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah x

Sehingga apabila diplikasikan dengan memperhitungkan variasi arah maka kombinasi gaya gempa menjadi sebagai berikut :

1. $DL + \gamma_{EQ}LL \pm EQ_x \pm EQ_y \dots$ (*Persamaan 2.11*)
2. $DL + \gamma_{EQ}LL \pm EQ_y \pm EQ_x \dots$ (*Persamaan 2.12*)

Keterangan :

DL= Beban mati yang bekerja (kN)

γ_{EQ} = Faktor beban hidup kondisi gempa (0,5)

LL= Beban hidup yang bekerja (kN)

EQ_x = Beban gempa yang bekerja pada arah x

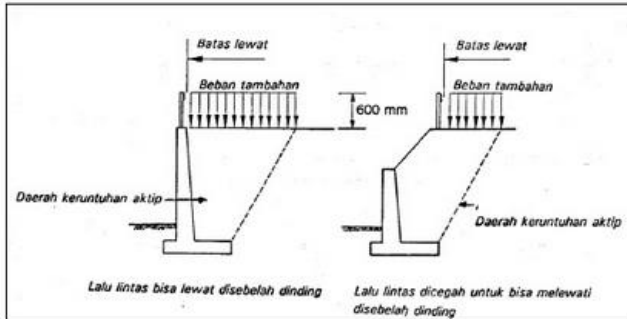
EQ_y = Beban gempa yang bekerja pada arah y

6. Beban Tekanan Aktif Akibat Gempa

a. Tekanan tanah aktif

Seperti yang telah disebutkan beban yang diterima kepala jembatan antara lain beban bangunan atas dan tekanan tanah. Tekanan tanah yang membebani dinding penahan tanah dengan arah horisontal, apabila dinding penahan tanah digerakkan ke arah tanah irisan di bagian belakang maka tekanan tanah akan meningkat perlahan – lahan sampai mencapai suatu harga tetap. Tekanan tanah pasif mempunyai tegangan horisontal yang arahnya berlawanan dengan tekanan tanah aktif.

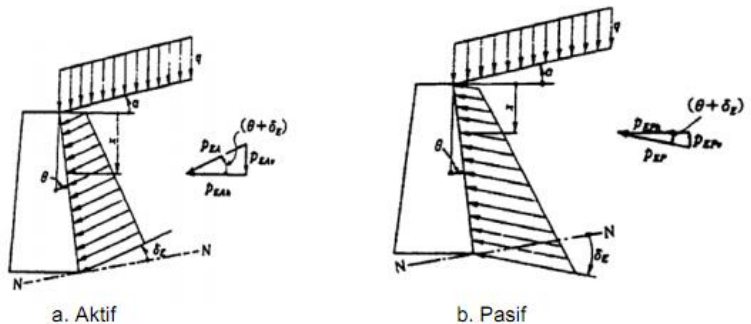
Pada tanah dibagikan belakang dinding penahan harus diperhatikan ada beban tambahan yang bekerja akibat beban lalu – lintas di atas tanah, besar beban lalu lintas tersebut setara dengan tanah setebal 0,6 meter yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu – lintas tersebut (*RSNI T-02-2005 Pasal 5.4.2*)



Gambar 2. 9 Tekanan tanah tambahan

b. Tekanan tanah dinamis akibat gempa

Kepala jembatan harus direncanakan agar mampu menahan beban tekanan tanah dinamis akibat gempa.



Gambar 2. 10 Tekanan tanah akibat gempa

$$K_{aG} = \frac{\cos^2 (\phi - \theta - \beta)}{\mu \cos \theta \cos^2 \beta \cos (\delta + \beta + \theta)} \dots (Pers.2.13)$$

$$\mu = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \phi) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2 \dots (Pers. 2.14)$$

Dimana ,

K_{aG} = Koefisien tekanan tanah aktif akibat gempa

$\theta = \tan^{-1} K_h$ (derajat)

K_h = Koefisien gempa horizontal

δ = Sudut geser antara tembok dan tanah

ϕ = Sudut geser dalam

β = Sudut antara permukaan belakang tembok

$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a \dots (Pers. 2.15)$$

dimana ,

K_a = Koefisien tekanan tanah aktif

K_{aG} = Koefisien tekanan tanah aktif dinamik

$$\Delta P_G = \frac{\gamma H^2}{2} \Delta K_{aG} B \dots (Pers. 2.16)$$

dimana ,

ΔP_G = Gaya tekanan tanah dinamik akibat gempa

ΔK_{aG} = Tambahan koefisien tekanan tanah dinamik

γ = Berat jenis tanah (kN/m^3)

H = Tinggi tembok penahan (m)

B = Lebar dinding penahan (m)

7. Beban Aliran dan Hanyutan

Beban Aliran dan Hanyutan diperhitungkan berdasarkan *SNI T – 02 - 2005* adalah sebagai berikut :

$$T_{EF} = 0.5 \times C_d \times (V_s)^2 \times A_d$$

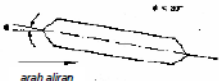



dimana ,

C_d = Koefisien serat

V_s = Kecepatan air rata-rata (m/det)

A_d = Luas bidang (m^2)

Koefisien seret (C_d) diperoleh dari tabel koefisien seret sesuai dengan bentuk pilar rencana.

Bentuk Pilar	Koefisien Seret C_d	Koefisien Angkat C_L
	0.8	0
	1.4	0.5
	0.7	0.9
	0.7	0.8
		1.0
		Tidak bisa diperoleh

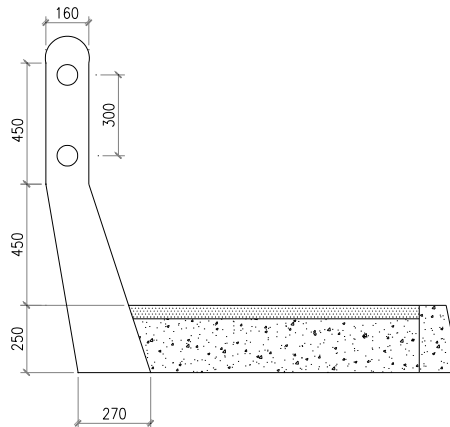
Gambar 2. 11 Koefisien seret berdasarkan bentuk pilar

18.2.4 Perencanaan Elemen – Elemen Jembatan

19.2.4.1 Bangunan Atas

20.2.4.1.1 Bangunan Sekunder

A. Tiang Sandaran



Gambar 2. 12 Tiang sandaran Jembatan

Tiang sandaran direncanakan untuk menahan benturan dan menjaga kendaraan agar tidak keluar dari jembatan.

21.2.4.1.2 Bangunan Utama

A. Plat Lantai Kendaraan

Perencanaan awal pelat lantai kendaraan direncanakan sesuai dengan **RSNI T-12-2004 Pasal 5.5.2** adalah sebagai berikut :

$$ts \geq 200 \text{ mm} \dots (\text{Persamaan. 2.17})$$

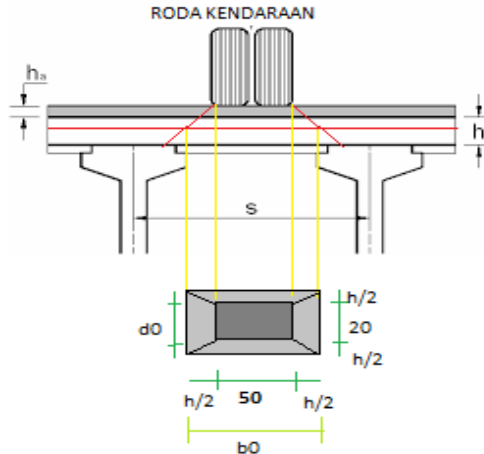
$$ts \geq (100 + 0,40 \cdot L) \text{ mm} \dots (\text{Persamaan. 2.18})$$

dimana ,

ts= Tebal plat lantai kendaraan (mm)

L = Jarak antar girder (mm)

Perencanaan pelat lantai kendaraan harus di kontrol dengan geser pons, seperti berikut :



Gambar 2. 13 Kontrol terhadap geser pons

$$V_u > P_u \text{ truck} \dots (\text{Persamaan 2.19})$$

$$b_0 = a + (2 \times t_a) + h$$

$$d_0 = b + (2 \times t_a) + h$$

$$b' = (2 \times u) + (2 \times v)$$

$$A_{\text{pons}} = b' \times d$$

$$P_{u \text{ truck}} = (1 + DLA) \times T_u \times K_{uTT}$$

$$V_c = 1/6 \times \sqrt{f_c'} \times b' \times d$$

$$V_u = \phi \times V_c$$

Dimana ,

b_0 = Panjang efektif dari keliling kritis (mm)

d_0 = Lebar efektif dari keliling kritis (mm)

h = Tebal plat lantai kendaraan (mm)

t_a = Tebal lapisan aspal dan overlay (mm)

A_{pons} = Luas penampang kritis (mm)

B. Balok Girder

Perencanaan awal dimensi dari balok girder direncanakan sesuai dengan **RSNI T-12-2004 Pasal 9.2.1** adalah sebagai berikut :

$$H \geq 165 + 0,06 \cdot L \dots (\text{Persamaan. 2.20})$$

$$B = H / 3 \dots (\text{Persamaan. 2.21})$$

dimana ,

H = Tinggi girder (m)

B = Lebar girder (m)

L = Bentang jembatan (m)

Kontrol lendutan pada balok girder :

- Lendutan ijin

$$\Delta = \frac{L}{800} \text{ (cm)} \dots (\text{Persamaan. 2.22})$$

- Lendutan dikontrol akibat beban hidup

$$\Delta (\text{UDL} + \text{KEL}) = \frac{5 \cdot q (\text{UDL}) \cdot \gamma^4}{384 \cdot E \cdot I_x} + \frac{1 \cdot P (\text{KEL}) \cdot \gamma^3}{48 \cdot E \cdot I_x} \dots (\text{Pers. 2.23})$$

C. Balok Diafragma

Perencanaan awal dimensi dari balok girder direncanakan sesuai dengan **RSNI T-12-2004 Pasal 9.2.1** adalah sebagai berikut :

$$H \geq 165 + 0,06 \cdot S \dots (\text{Persamaan. 2.24})$$

$$B = H/3 \quad \dots (Persamaan. 2.25)$$

Dimana ,

H= Tinggi diafragma (m)

B= Lebar diafragma (m)

S= Jarak antar girder (m)

Momen pada diafragma

$$M = \left(\frac{1}{12} \times q_u \times L^2 \right) + \left(\frac{6 \times E \times I \times \Delta}{L^2} \right) \dots (Persamaan 2.26)$$

Dimana ,

q_u = Beban sendiri diafragma (kN)

L= Panjang diafragma (m)

E= Modulus elastisitas (MPa)

I= Momen inersia (mm⁴)

Δ = Lendutan pada girder (mm)

L= Panjang girder (m)

D. Balok Girder Pratekan

Pada struktur beton pratekan, diharuskan memakai beton mutu tinggi karena beberapa alasan, yaitu:

- Beton mutu tinggi dibutuhkan di daerah angker.
- Beton mutu tinggi memiliki kekuatan geser dan tarik lebih tinggi.
- Beton mutu tinggi mengurangi retak akibat susut.
- Berikut merupakan sifat-sifat mekanik beton :

Modulus Elastisitas

Modulus elastisitas beton (E_c) berdasarkan BMS BDC (1992) pasal 6.4.1.2 hal 30 pada umur tertentu mutu beton bisa diambil :

$$E_c = W_c^{1,5} (0,043\sqrt{f_c'})$$

Dimana :

W_c : Berat volume beton >24 Mpa

f_c' : Kuat tekan beton (Mpa)

Tegangan Beton

Tegangan ijin pada fase transfer gaya

$$\text{Tekan} : 0,6\sqrt{f_c'}$$

$$\text{Tarik} : -0,25\sqrt{f_c'}$$

Tegangan ijin pada fase service

$$\text{Tekan} : 0,45\sqrt{f_c'}$$

$$\text{Tarik} : -0,5\sqrt{f_c'}$$

E. Kehilangan Prategang

Besarnya gaya prategang sebenarnya yang ada dalam suatu balok beton prategang tidak dapat diukur dengan mudah. Gaya total pada tendon pada saat penarikan dapat ditentukan dengan pressure gage pada dongkrak. Berbagai macam kehilangan gaya prategang akan menurunkan gaya prategang menjadi harga yang lebih rendah, sehingga beban yang dipikul balok prategang menjadi lebih rendah pula. Selisih antara gaya prategang akhir dengan gaya prategang awal dinamakan “kehilangan prategang”.

1. Kehilangan gaya prategang akibat gesekan

Kehilangan ini terjadi akibat gesekan antara tendon dengan bahan sekitarnya (selubung tendon).

Kehilangan ini langsung dapat diatasi dari penarikan tendon pada jack.

$$P_s = P_x e^{(\mu\alpha + KL)}$$

K = koefisien panjang, sesuai dengan tipe tendon

P_x = Prategang awal

μ = koefisien gesek

L = Panjang benang gelagar (m)

α = Perpendekan sudut pusat luar tendon.

2. Kehilangan gaya prategang akibat slip ankur

Slip ankur terjadi pada saat tendon dilepas setelah mengalami penarikan dan prategang dialihkan ke ankur. Tendon dapat tergelincir sedikit. Besarnya slip sekitar 2,5 mm.

$$\varepsilon_s = \frac{\Delta a}{L}$$

$$\Delta f_s = \varepsilon_s E_s$$

$$\Delta f_s = \frac{\Delta a}{L} E_s$$

Δf_s = Gaya prategang yang hilang (N)

Δa = Slip yang terjadi (mm)

L = Panjang bentang gelagar (mm)

E_s = Modulus elastisitas baja (N/mm²)

3. Kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis beton

Pada sistem passca tarik beton memendek saat tendon diangkurkan terhadap beton, karena gaya pada kabel dihitung setelah perpendekan elastis terhadap beton yang terjadi. Rumus yang digunakan untuk menghitung kehilangan gaya akibat elastisitas beton untuk komponen pasca tarik adalah :

$$E_s = K_{es} \frac{Es f_{cir}}{E_{ci}} \times A_{ps}$$

E_s = Kehilangan gaya akibat perpendekan elastisitas beton (N)

K_{es} = Koefisien untuk komponen struktur pasca tarik (0,5)

Es = Modulus elastisitas kabel baja (190000Mpa)

E_{ci} = Modulus elastisitas beton (Mpa)

A_{ps} = Luas penampang kabel baja prategang (mm²)

$$f_{cir} = \frac{F_i}{A} + \frac{F_i e^2}{I} - \frac{MG^e}{I}$$

F_i = Gaya prategang yang terjadi (N)

A = Luas penampang girder (mm²)

I = Momen inersia penampang girder (mm⁴)

e = Eksentrisitas gaya (mm)

M_G = Momen akibat berat sendiri girder
(Nmm)

4. Kehilangan gaya prategang akibat rangkai beton

Kehilangan gaya prategang akibat rangkai beton untuk komponen struktur dengan tendon terikat dihitung dari persamaan berikut :

$$CR = K_{er} \frac{E_s}{E_c} (f_{cir} - f_{cds})$$

CR = Kehilangan gaya akibat rangkai beton (N)

K_{er} = 1,6 (koefisien untuk struktur pasca tarik)

E_s = Modulus elastisitas baja prategang (190000 Mpa)

E_c = Modulus elastisitas beton (Mpa)

f_{cir} = Tegangan yang bekerja pada beton terhadap titik berat setelah transfer (Mpa)

5. Kehilangan gaya prategang akibat susut beton

Susut adalah perubahan volume dalam beton. Rumus yang digunakan untuk menghitung kehilangan gaya akibat susut beton untuk komponen pasca tarik adalah:

$$\varepsilon_{sh} = 8,2 \cdot 10^{-6} K_{sh} E_s \left(1 - 0,06 \frac{V}{S}\right) (100 - RH)$$

RH = Kelembaban relative udara disekitar.

$\frac{V}{S}$ = Rasio volume dibagi dengan luas permukaan.

SH = Kehilangan gaya akibat susut beton (N).

E_s = Modulus elastisitas baja (Mpa).

K_{sh} = Koefisien dari waktu akhir perawatan beton.

6. Kehilangan gaya prategang akibat Relaksasi tegangan baja

Relaksasi diartikan sebagai kehilangan dari tegangan tendon secara perlahan seiring dengan waktu dan besarnya gaya prategang yang diberikan dibawah regangan yang hampir konstan.

Basarnya kehilangan tegangan pada baja akibat relaksasi baja prategang dapat dihitung dengan rumus:

$$\Delta f_{re} = [K_{re} - J(\Delta f_{SH} + \Delta f_{CR} + \Delta f_{ES})]C$$

Δf_{re} = kehilangan tegangan akibat relaksasi baja prategang.

K_{re} = Koefisien relaksasi yang harganya berkisar 41- 138 Mpa.

J = Faktor waktu yang harganya berkisar antara 0,05-0,15.

C = Faktor relaksasi yang besarnya tergantung pada jenis tendon.

Δf_{SH} = Kehilangan tegangan akibat susut..

Δf_{CR} = Kehilangan tegangan akibat rangkai.

Δf_{ES} = Kehilangan tegangan akibat perpendekan elastic beton.

22.2.4.2 Bangunan Bawah


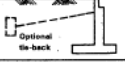
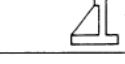
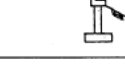

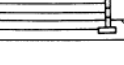
23.2.4.2.1 Abutment

Desain awal kepala jembatan secara umum harus disesuaikan dengan jenis pondasi yang digunakan dan ketinggian dari jembatan yang direncanakan. Jika pemilihan telah dilakukan maka dapat dilihat cara pendesainan pada ***BMS BDM 1992 hal 3-28 sampai 3-41***. Seperti yang telah disebutkan beban yang diterima kepala jembatan antara lain beban bangunan atas dan tekanan tanah. Tekanan tanah aktif merupakan tekanan tanah yang membebani dinding penahan tanah dengan arah horizontal apabila dinding penahan tanah digerakkan ke arah tanah timbunan di bagian belakang maka tekanan tanah akan meningkat perlahan – lahan sampai mencapai suatu harga tetap. Tekanan tanah pasif mempunyai tegangan horizontal yang arahnya berlawanan dengan tekanan tanah aktif

Pada tanah dibagian belakang dinding panahan harus diperhitungkan ada beban tambahan yang bekerja akibat beban lalu lintas di atas tanah, besar beban lalu lintas tersebut setara dengan tanah setebal 0,6 m yang bekerja secara manual pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut (***BMS BDC 1992, hal 2-18***)

Untuk perencanaan awal bentuk dan dimensi pangkal / kepala jembatan menggunakan acuan ***BMS BDM 1992 3.1.2 (vol I)*** yaitu pangkal tembok penahan karena timbunan jalan tertahan dalam batas – batas pangkal dengan tembok penahan yang didukung oleh pondasi

Tabel 2. 8 Jenis tipikal pangkal Jembatan

JENIS PANGKAL		TINGGI PANGKAL (m)			
		0	10	20	30
PANGKAL TEMBOK PENAHAN GRAVITAS		3 4			
PANGKAL TEMBOK PENAHAN KANTILEVER		8			
PANGKAL TEMBOK PENAHAN KONTRAFORT		6 8			
PANGKAL KOLOM 'SPILL-THROUGH'					
PANGKAL BALOK CAP TIANG SEDERHANA					
PANGKAL TANAH BERTULANG		5 15			

Abutmen atau pangkal jembatan tentunya harus dilengkapi dengan bangunan pelengkap, meliputi :

- **Wing wall**

Wing wall berfungsi untuk menjaga agar tanah timbunan yang berada di belakang abutment tidak longsor jika terdapat beban lalu lintas. Dimensi permulaan untuk wing wall sesuai dengan **BMS BDM 1992 hal 3-31** adalah untuk lebar tembok sayap diambil sebesar $\frac{1}{20}$ tinggi tembok sayap atau minimal 200 mm. Untuk pembebanan tembok sayap diasumsikan bahwa tembok sayap dibebani oleh gaya horizontal tegak lurus terdapat dinding. (**BMS BDC, Pasal 6.9 hal 6-69**)

- **Plat Injak**







Sesuai dengan **BMS BDM 1992 hal 3-31** untuk dimensi permulaan plat injak dapat diambil sebesar 3000 mm dan setebal 200 mm. Lebar plat injak disesuaikan dengan kelas

jembatan tetapi umumnya digunakan lebar jalan kendaraan dengan kebebasan 600 mm terdapat tembok – tembok sayap.

24.2.4.2.2 Pilar

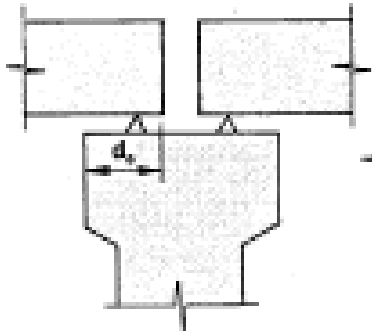
Secara umum fungsi pilar adalah sama dengan kepala jembatan. Perencanaan awal untuk pilar dalam aliran sungai harus dipancang kecuali bila pondasi dapat ditanam ke dalam batuan utuh dan diusahakan balok cap ditempatkan dibawah kedalaman gerusan yang diharapkan atau seluruhnya diatas muka air banjir dengan tebal balok cap tidak kurang dengan 1000 mm dengan posisi beragam sepanjang pilar. Bila berada dalam aliran sungai maka terdapat beban akibat aliran sungai dimana besar beban tersebut tergantung pada kecepatan rencana aliran sungai yang ada pada lokasi (*BMS BDM hal 2-23*), selain itu beban akibat hanyutan dan tumbukan batang kayu harus diperhitungkan (*BMS BDM hal 2-24*)

Tabel 2. 9 Jenis – jenis pilar dalam perencanaan

JENIS PILAR		TINGGI TIPIKAL (m)			
		0	10	20	30
PILAR BALOK CAP TIANG SEDERHANA Dua baris tiang adalah umumnya minimal					
PILAR KOLOM TUNGGAL Dianjurkan kolom sirkular pada aliran arus.		5	15		
PILAR TEMBOK Ujung bundar dan alisemen tembok sesuai arah aliran membantu mengurangi gaya aliran dan gerusan lokal.		5		25	
PILAR PORTAL SATU TINGKAT (KOLOM GANDA ATAU MAJEMUK) Dianjurkan kolom sirkular pada aliran arus. Pemisahan kolom dengan 2D atau lebih membantu kelancaran aliran arus.		5	15		
PILAR PORTAL DUA TINGKAT				15	25
PILAR TEMBOK - PENAMPANG I Penampang ini mempunyai karakteristik tidak baik terhadap aliran arus dan dianjurkan untuk penggunaan didarat.					25

Pada pilar jembatan bangunan atas tidak direncanakan agar menerus atau dihubungkan, peraturan memberi persyaratan

jarak lebih minimum antara ujung gelagar dan tepi perletakan yang harus diadakan seperti gambar berikut : (*BMS BDM 1992 4.2.6) (Vol 1)*)



Gambar 2. 14 Jarak minimum ujung Girder dengan tumpuan

$$d_0 = 0,7 + 0,005 S ; \text{ untuk } S < 100 \text{ m... (Pers. 2.27)}$$

$$d_0 = 0,8 + 0,004 S ; \text{ untuk } S > 100 \text{ m... (Pers. 2.28)}$$

Keterangan :

d_0 = Jarak lebih minimum antara ujung gelagar dan tepi perletakan (m)

S = Panjang bentang (m)

25.2.4.2.3 Pondasi

Menurut *BMS BDM 1992 hal 3-13* pondasi menyalurkan beban – beban terpusat dari bangunan bawah kedalam tanah pendukung dengan cara demikian sehingga hasil tegangan dan gerakan tanah dapat dipikul oleh struktur keseluruhan, jenis – jenis pondasi dalam meliputi :

- Tiang pancang Kayu
- Tiang pancang Baja (Tiang H, Tiang Pipa)
- Tiang pancang Beton (Bertulang, Pratekan)

- Tiang Bor
- Sumuran

Tabel 2. 10 Diameter pondasi Tipikal dan Beban Rencana Keadaan Batas Ultimite

Butir	Pondasi langsung	Sumuran	Tiang Pancang			
			Baja Tiang H	Baja Tiang Pipa	Tiang Beton bertulang pra cetak	Tiang beton pracetak pratekan
Diameter Nominal (mm)	-	3000	100 x 100 sampai 400 x 400	300 sampai 600	300 sampai 600	400 sampai 600
Kedalaman Maksimum (m)	5	15	tidak terbatas	tidak terbatas	30	60
Kedalaman Optimum (m)	0,3 sampai 3	7 sampai 9	7 sampai 40	7 sampai 40	12 sampai 15	18 sampai 30
Beban maksimum ULS (kN) untuk keadaan biasa	20000 +	20000 +	3750	3000	1300	13000
Variasi optimum beban ULS (kN)	-		500 sampai 1500	600 sampai 1500	500 sampai 1000	500 sampai 5000

1. Daya Dukung Tanah

Dari hasil penyelidikan tanah dengan *Standard Penetration Test (SPT)*, diperoleh data – data yang diperlukan untuk perhitungan daya dukung tiang pancang. Perhitungan daya dukung tanah menggunakan perumusan *meyerhoff* seperti berikut ini :

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots (\text{Pers. 2.29})$$

$$= (q_c + A_p) + (\sum li \cdot f_i + A_{st}) \dots (\text{Pers. 2.30})$$

Q_p = Daya Dukung dari unsur bearing (Ton)

Q_s = Daya Dukung dari unsure lekatan / skin friction (Ton)

q_c = 20 N , untuk clay / silt (ton/m)

q_c = 40 N , untuk sand (ton/m)

A_p = Luas penampang tiang (m²)

li = Panjang segmen yang ditinjau (m)

f_i = Gaya geser pad selimut tiang

= N maksimum 12 ton/m², untuk clay / silt

= N/5 maksimum 10 ton/m², untuk sand

A_{st} = Keliling penampang tiang (m)

2. Gaya Tiang Pancang

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan koefisiensi. Efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus *Converse – Labbare* :

$$\eta = 1 - \arctan\left(\frac{D}{k}\right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \dots (\text{Pers. 2.31})$$

dimana ,

η = Koefisien efisiensi kelompok tiang pancang

D= Diameter tiang pancang (m)

k= Jarak antar tiang tegak lurus sumbu x

m= Jumlah tiang dalam satu kolom (buah)

n= Jumlah tiang dalam satu baris (buah)

Dari kombinasi dan konfigurasi tersebut diatas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x^* y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y^* x}{\sum x^2} \dots (\text{Persamaan. 2.32})$$

dimana ,

P= Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang pancang (kN)

V= Total gaya aksial (kN)

n= Jumlah tiang pancang (buah)

M_x= Momen sumbu x (kN.m)

M_y= Momen sumbu y (kN.m)

y= Jarak tiang terdapat sumbu x (m)

x= Jarak tiang terdapat sumbu y (m)

3. Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Kemampuan tambahan tiang menahan gaya horizontal bila diijinkan adanya pergeseran posisi ujung tiang sebesar d

$$H_{ijin} = \frac{k \times D \times d}{\beta} \dots (\text{Persamaan. 2.33})$$

$$k = 0,2 \times E_o \times D^{-0,75} \times y^{-0,5}$$

E_o = Modulus deformasi tanah pondasi (28N, nilai N diambil NSPT rata – rata sampai pada kedalaman tiang pancang yang masuk kedalam tanah)

d = Pergeseran posisi ujung tiang (m)

D = Diameter tiang pancang

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \times D}{4 E I}} \dots (\text{Persamaan. 2.34})$$

E = Modulus elastisitas beton tiang

I = Inersia beton tiang

26.2.4.2.4 Elastomer Bearing Pad

Perletakan adalah struktur yang berfungsi menyalurkan beban serta memberikan tahanan terhadap gaya dan atau gerakan. Desain dari jembatan Ngancar menggunakan tumpuan elastomer berupa karet yang berlapis pelat baja (Rubber Bearing Pad), elastomer merupakan material yang memiliki sifat karet asli, karet vulkanisasi, atau karet sintetis yang meregang apabila diberi tegangan dan berdeformasi secara cepat dan dapat kembali ke dimensi semula. (*Pedoman Perancangan Bantalan Elastomer untuk Perletakan Jembatan, ps 3.1*). Tahapan dalam perencanaan elastomer jembatan meliputi :

1. Perhitungan beban yang bekerja pada elastomer

Beban yang harus diterima oleh bantalan adalah beban hidup ditambah beban mati rencana. Di dalam perhitungan beban – beban ini harus di konversi menjadi tegangan rata - rata berdasarkan luas area bantalan yang menerima beban seperti rumus berikut ini :

$$\sigma_s = \frac{P_{DL} + P_{LL}}{A} \dots (\text{Persamaan 2.35})$$

$$\sigma_l = \frac{P_{LL}}{A} \dots (\text{Persamaan 2.36})$$

Keterangan :

σ_s = Tegangan rata-rata akibat beban total (MPa)

σ_l = Tegangan rata-rata akibat beban hidup (MPa)

P_{DL} = Beban mati rencana (N)

P_{LL} = Beban hidup rencana (N)

A = Luas keseluruhan (*bonded surface area*) (mm²)

2. Penentuan dimensi elastomer

Kekakuan dari bantalan karet ketika dalam kondisi terbebani pada permukaannya terkekang terhadap gelincir, yang tergantung pada faktor bentuk (S) yang merupakan rasio dari daerah yang tertekan (*area under compression*) terhadap area yang bebas untuk menjadi gembung (*area free to bulge*). Faktor bentuk untuk lapisan-lapisan elastomer tanpa lubang harus dihitung sebagai berikut :

$$S = \frac{A}{l_p \cdot h_{ri}} \dots (\text{Persamaan 2.37})$$

$$l_p = 2 (l + w) \dots (\text{Persamaan 2.38})$$

$$A = l \times w \dots (\text{Persamaan 2.39})$$

Keterangan :

S = Faktor bentuk

A = Luas keseluruhan (*bonded surface area*) (mm²)

l_p = Keliling elastomer, termasuk lubang (*bonded surface perimeter*) (mm)

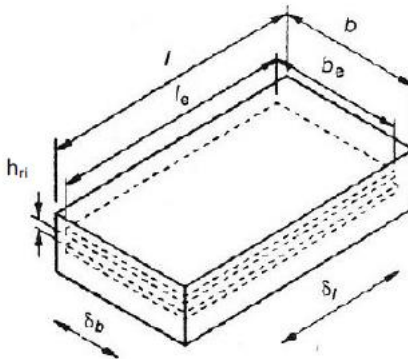
h_{ri} = Ketebalan efektif karet pada lapisan antara (*internal layer*) (mm)

l = Panjang efektif keseluruhan elastomer (mm)

b = Lebar efektif keseluruhan elastomer (mm)

Faktor bentuk (S) harus berada dalam batas berikut ini :

- Untuk bantalan polos $1 < S < 4$
- Untuk bantalan tipe berlapis $4 < S < 12$



Gambar 2. 15 Perletakan bantalan elastomer

Tegangan rata – rata pada elastomer harus di kontrol terhadap :

$$\sigma_s \leq 7.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq 1.0 G \times S$$

Keterangan :

G = Modulus geser elastomer (MPa)

S = Faktor bentuk

σ_s = Tegangan rata-rata akibat beban total (MPa)

Pemisahan (separation) antara ujung bantalan dengan struktur yang menumpu harus dicegah pada saat terjadinya

rotasi, karena pemisahan dapat menyebabkan tegangan tarik pada elastomer dan berpotensi menyebabkan sobek (delaminasi), toleransi rotasi untuk pelaksanaan yang diizinkan sebesar 0.005 radian

$$\sigma_s \geq 0.5 G \cdot S \left(\frac{L}{hri} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n} \dots (Persamaan 2.40)$$

$$\sigma_s \geq 0.5 G \cdot S \left(\frac{w}{hri} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n} \dots (Persamaan 2.41)$$

Keterangan :

n = Jumlah lapisan internal karet

G = Modulus geser elastomer (MPa)

$\theta_{s,x}$ = Maksimum perputaran pada setiap sumbu (rad)

S = Faktor bentuk

hri = Ketebalan lapisan internal (mm)

W = Lebar dari bantalan elastomer (tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan) (mm).

L = Panjang dari bantalan elastomer (sejajar dengan sumbu memanjang jembatan) (mm)

3. Penentuan tebal pelat baja

Tegangan tarik akan terjadi pada pelat baja karena menahan pergerakan karet. Tegangan tarik ini dapat menentukan tebal pelat yang dibutuhkan, sehingga tebal pelat harus ditentukan berdasarkan :

$$h_s \geq \frac{3 h_{rmax} \cdot \sigma_s}{f_y} \dots (Persamaan 2.42)$$

Untuk perhitungan ketahanan fatik, kebutuhan pelat ditentukan berdasarkan :

$$hs \geq \frac{2 hr_{max} \cdot \sigma L}{\Delta FTH} \dots (Persamaan 2.43)$$

Keterangan :

hr_{max} = Ketebalan maksimum lapisan elastomer pada bantalan elastomer (mm)

hs = Ketebalan lapisan plat pada elastomer berlapis plat (mm)

fy = Batas ulur dari pelat baja yang digunakan (MPa)

FTH = Batas fatik (constant amplitude fatigue threshold) yang digunakan (MPa)

σs= Tegangan rata-rata akibat beban total (MPa)

σL= Tegangan rata-rata akibat beban hidup (MPa)

27.2.5 Perencanaan Penulangan Jembatan

28.2.5.1 Penulangan Lentur

Perencanaan tulangan lentur disesuaikan dengan menggunakan *SNI 03 – 2847 – 2002 “ Tata cara perhitungan struktur beton ”* sebagai berikut

$$Mu \leq \phi \times Mn \dots (Persamaan 2.44)$$

$$\rho_b = \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots (Persamaan 2.45)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots (Persamaan 2.46)$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b \dots (Persamaan 2.47)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \dots (Persamaan 2.48)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} \quad \dots (\text{Persamaan 2.49})$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \quad \dots (\text{Persamaan 2.50})$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad \dots (\text{Persamaan 2.51})$$

Keterangan :

Mu= Momen Ultimit (kN.m)

Mn= Momen Nominal (kN.m)

ρ_b = Rasio tulangan balance

R_n = Tahanan momen nominal

ρ = Rasio tulangan yang diperlukan

ρ_{maks} = Rasio tulangan maksimum

ρ_{min} = Rasio tulangan minimum

A_s = Luas penampang yang dibutuhkan (mm²)

b= Lebar penampang (mm)

d= Selimut beton (mm)

f_y = Tegangan leleh baja (MPa)

f_c' = Kuat tekan beton (MPa)

29.2.5.2 Penulangan Geser

Perencanaan tulangan geser disesuaikan dengan menggunakan **SNI 03 – 2847 – 2002 “ Tata cara perhitungan struktur beton ”** sebagai berikut

$$V_u \leq \phi \times V_n \quad \dots (\text{Persamaan 2.52})$$

$$V_n = V_c + V_s \quad \dots (\text{Persamaan 2.53})$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \quad \dots (\text{Persamaan 2.54})$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \dots (\text{Persamaan 2.55})$$

$$V_{s_{\min}} = \frac{b_w \times d}{3} \quad \dots (\text{Persamaan 2.56})$$

Keterangan :

V_u = Beban geser ultimit (kN)

V_n = Beban geser nominal (kN)

V_c = Kuat geser beton (kN)

V_s = Kuat geser tulangan (kN)

30.2.5.3 Penulangan Torsi

Tahap penulangan untuk tulangan puntir seperti terdapat pada **BMS BDM hal 5 – 104** sebagai berikut :

1. Masukkan rencana momen puntir (T_n)

2. Hitung modulus penampang , J_t

$$J_t = 0,4 \cdot x^2 \cdot y \dots (\text{Persamaan 2.57})$$

Dimana , x = Lebar penampang (mm)

y = Tinggi penampang (mm)

3. Hitung batas kehancuran badan

$$V_{u_{\max}} = 0,2 \times f_c' \times b_v \times d_o \dots (\text{Persamaan 2.58})$$

$$T_{u_{\max}} = 0,2 \times f_c' \times J_t \dots (\text{Persamaan 2.59})$$

4. Persyaratan tulangan puntir

$$\frac{T_n}{\phi \times T_{u \max}} + \frac{V_n}{\phi \times V_{u \max}} \leq 1 \quad \dots (\text{Persamaan 2.60})$$

$$C_t = \frac{b \times d}{\sum x^2 \cdot y} \quad \dots (\text{Persamaan 2.61})$$

$$T_{uc} = \left[\frac{\sqrt{\frac{f_c'}{15}} \cdot \sum x^2 \cdot y}{\sqrt{1 + \frac{0,4 \cdot V_u}{C_t \cdot T_u}}} \right]^2 \quad \dots (\text{Persamaan 2.62})$$

Kontrol :

$$T_n \geq 0,25 \times \phi \times T_{uc} \quad \dots (\text{Persamaan 2.63})$$

Kontrol :

$$\frac{T_n}{\phi \cdot T_{u \max}} + \frac{V_n}{\phi \cdot V_{u \max}} \leq 0,5 \quad \dots (\text{Persamaan 2.64})$$

Periksa $T_n \leq \phi \cdot T_{u \max}$

T_{uc} = Kekuatan puntir murni

$$T_{uc} = J_t \cdot (0,3 \cdot \sqrt{f_c'}) \quad \dots (\text{Persamaan 2.65})$$

5. Tentukan keperluan tulangan

$$T_n \geq 0,25 \cdot \phi \cdot T_{uc} \quad \dots (\text{Persamaan 2.66})$$

6. Hitung luas sangkar tulangan (A_t) dan keliling tulangan (U_t)

$$A_t = x_1 \cdot y_1 \quad \dots (\text{Persamaan 2.67})$$

$$U_t = 2 \cdot (x_1 + y_1) \quad \dots (\text{Persamaan 2.68})$$

7. Kontrol apakah : $(A_{sw}/s)_{\text{minimum}} < (A_{sw}/s)$

$$\frac{A_{sw}}{s} \min = 0,2 \cdot x \cdot \frac{y_1}{f_{sy}} \quad \dots (\text{Persamaan 2.69})$$

$$T_{us} = \frac{T_u}{K_{cr} - T_{uc}} \quad \dots (\text{Persamaan 2.70})$$

Mengingat

$$T_{us} = f_{sy} \cdot (A_{sw}/s) \cdot 2 \cdot A_t \cdot \cot \theta_t \quad \dots (\text{Persamaan 2.71})$$

Dan θ_t secara konservatif diambil 45° , dan $T_{us} \geq T_n / \phi$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{us}}{2 \cdot f_y \cdot A_t \cdot 1} \quad \dots (\text{Persamaan 2.72})$$

8. Periksa agar $s < \text{Jarak antara maksimum } S \text{ maks}$
 $S \text{ maks} < 0,12 U_t \text{ atau } 300$

9. Hitung tulangan puntir memanjang

$$A_{sw \min} = (0,2 \cdot y_1 \cdot U_t) / f_{sy} \quad \dots (\text{Persamaan 2.73})$$

10. Hitung tulangan memanjang dalam daerah tarik

$$A_s = 0,5 \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot U_t \cdot \cot^2 \theta_t \quad \dots (\text{Persamaan 2.74})$$

11. Dalam daerah tekan

$$A_s = 0,5 \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot U_t \cdot \cot^2 \theta_t - f_c' \quad \dots (\text{Persamaan 2.65})$$

Halaman Ini Sengaja Dikosongkan

BAB III

METODOLOGI

Metodologi suatu perencanaan adalah tata cara atau urutan kerja suatu perhitungan perencanaan untuk mendapatkan hasil perencanaan jembatan. Metodologi yang digunakan untuk menyelesaikan tugas akhir ini sebagaimana ditunjukkan pada diagram alir, adapun uraian dari metodologi dijelaskan sebagai berikut :

3.1 Studi Literatur

Dalam modifikasi perencanaan Jembatan Ngancar, literatur yang digunakan adalah sebagai berikut :

1. SNI – 03 – 2847 – 2002 (Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung)
2. Pedoman Perancangan Bantalan Elastomer Jembatan (Kementrian Pekerjaan Umum)
3. RSNI T – 12 – 2004 (Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan)
4. RSNI T – 02 – 2005 (Standart Pembebanan untuk Jembatan)
5. BMS (Bridge Management System) 1992
6. Metode, Spesifikasi dan Tata Cara ; bagian 12 tentang Jembatan (Dinas Pekerjaan Umum)
7. SNI – 2833 – 2013 (Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)
8. Desain Struktur Beton Prategang (T.Y. Lin Ned – H.Burns)
9. Beton Prategang (Edward G. Nawy)

3.2 Pengumpulan Data

1. Data gambar

Dari data gambar dapat diketahui bahwa jembatan Ngancar mempunyai kondisi eksisting jembatan rangka baja yang terdiri atas empat bentang dengan panjang total 124 meter. Jembatan Ngancar ini dimodifikasi dengan menggunakan balok girder beton pratekan dan balok girder konvensional yang terbagi menjadi 4 bentang dengan panjang Jembatan pendekat masing – masing 12 meter dan bentang utama dengan panjang 100 meter yang dibagi menjadi 2 bentang yaitu 50 meter dan 50 meter. Pada bangunan bawah jembatan Ngancar terdiri atas dua buah abutment yang berada pada masing – masing pangkal jembatan dan 3 buah pilar jembatan.

2. Data penyelidikan tanah

Pada data penyelidikan tanah didapatkan data tanah yang berupa hasil test SPT di beberapa titik sekitar lokasi jembatan

3.3 Analisis Perencanaan Jembatan

3.3.1 Preliminary Desain

Desain pendahuluan yang harus ditentukan dalam perencanaan jembatan adalah perencanaan dan penentuan dimensi, meliputi :

- a. Penentuan Tipe dan faktor kepentingan Jembatan
- b. Layout Rencana Modifikasi
- c. Penyesuaian Beban Angin dan Gempa Sesuai Letak Geografis Jembatan

3.3.2 Perencanaan Bangunan Atas

Pada perencanaan bangunan atas haruslah runtut agar perhitungan struktur pada bangunan atas Jembatan lebih mudah,

berikut urutan perhitungan dan perencanaan bangunan atas jembatan :

- a. Perencanaan dimensi struktur atas
- b. Pembebanan struktur bangunan atas
- c. Kontrol
- d. Penulangan

3.3.3 Perencanaan Bangunan Bawah dan Pelengkap

a. Perencanaan dimensi struktur

Perencanaan dimensi struktur bangunan bawah jembatan disesuaikan dengan peraturan yang berlaku yaitu BMS 1992, berikut bagian – bagian struktur bangunan bawah jembatan yang harus ditentukan dimensi awal perencanaannya :

- Kepala Jembatan (Abutment)
- Pilar Jembatan
- Wing wall
- Peat injak
- Pondasi

b. Pembebanan struktur

Menganalisa seluruh beban yang masuk ke struktur yang direncanakan untuk bangunan bawah dan pelengkap,nya, adapun diantaranya :

- Beban mati
- Beban akibat gaya rem
- Beban akibat tekanan tanah
- Beban gempa (pengaruh koefisien tanah akibat gempa)

c. Kontrol stabilitas

Pada perencanaan bangunan pelengkap jembatan perlu dilakukan kontrol terhadap kekuatan menahan beban

dari dimensi yang sudah direncanakan. Kontrol dilakukan meliputi kontrol retak (geser) dan kontrol guling

d. Penulangan

Perhitungan tulangan untuk struktur bangunan bawah jembatan sama seperti perhitungan untuk struktur bangunan bawah dan pelengkapanya, menggunakan faktor beban ultimit. Penulangan yang diperhitungkan meliputi : Tulangan lentur, tulangan geser (senggang), tulangan torsi pada pilar jembatan

3.3.4 Penggambaran

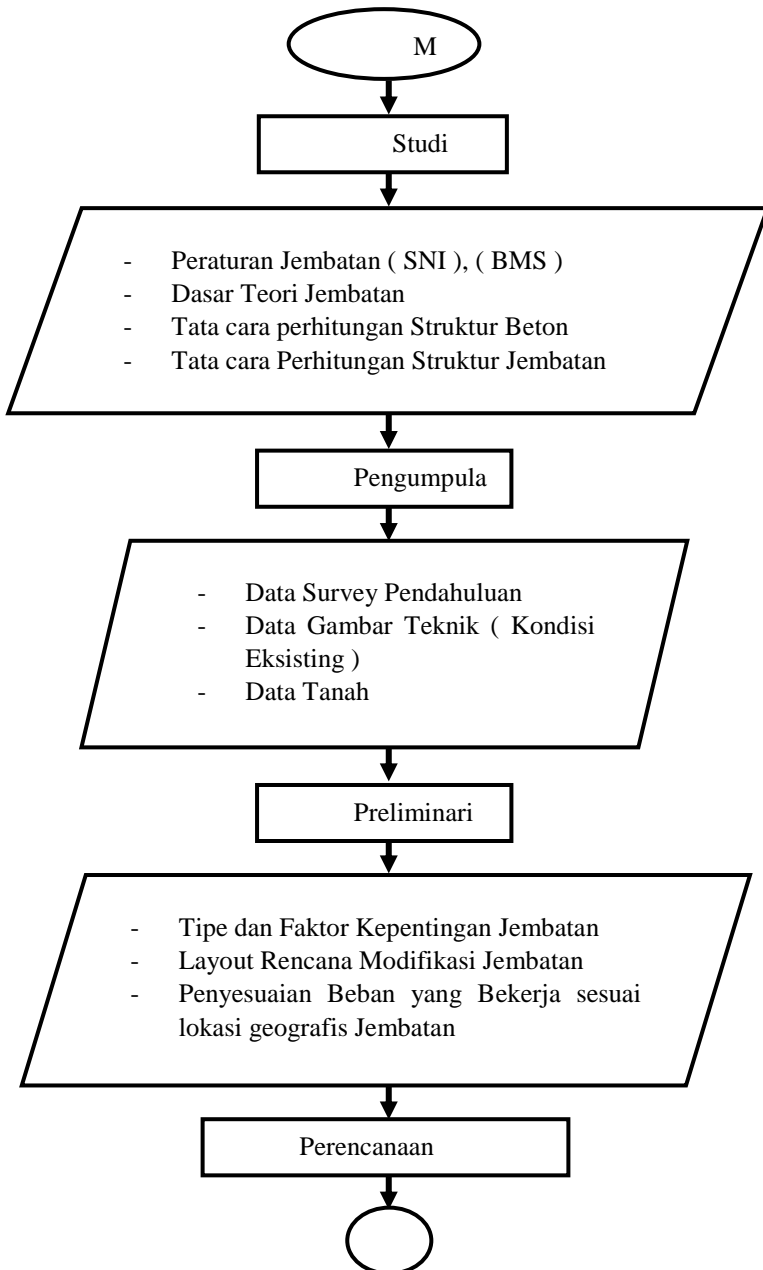
Pada modifikasi perencanaan Jembatan Ngancar ini juga dilengkapi dengan penggambaran sesuai dengan perhitungan dan perencanaan, meliputi :

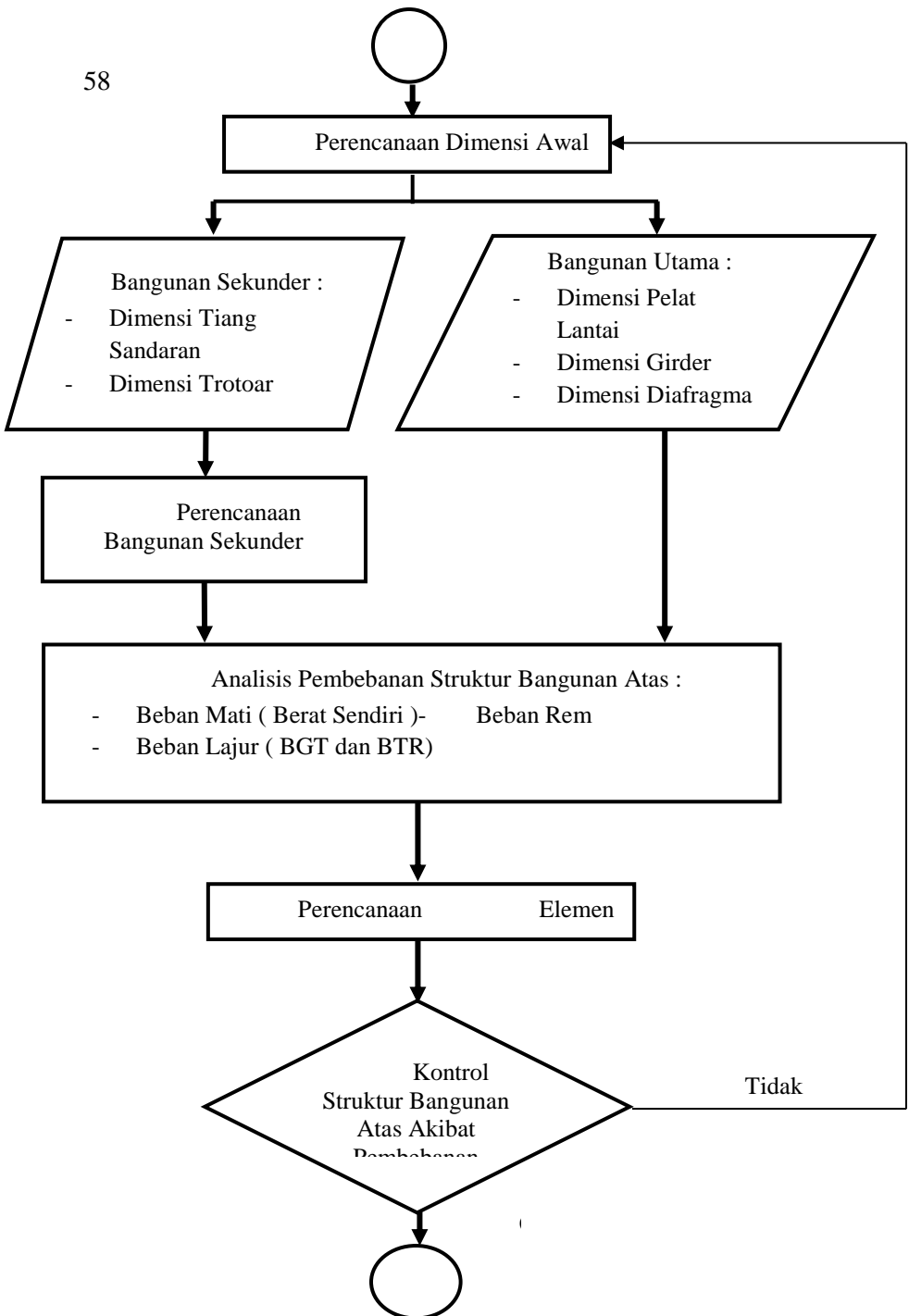
- Gambar denah dan layout jembatan
- Gambar tampak jembatan
- Gambar potongan jembatan
- Gambar detail (meliputi penulangan)

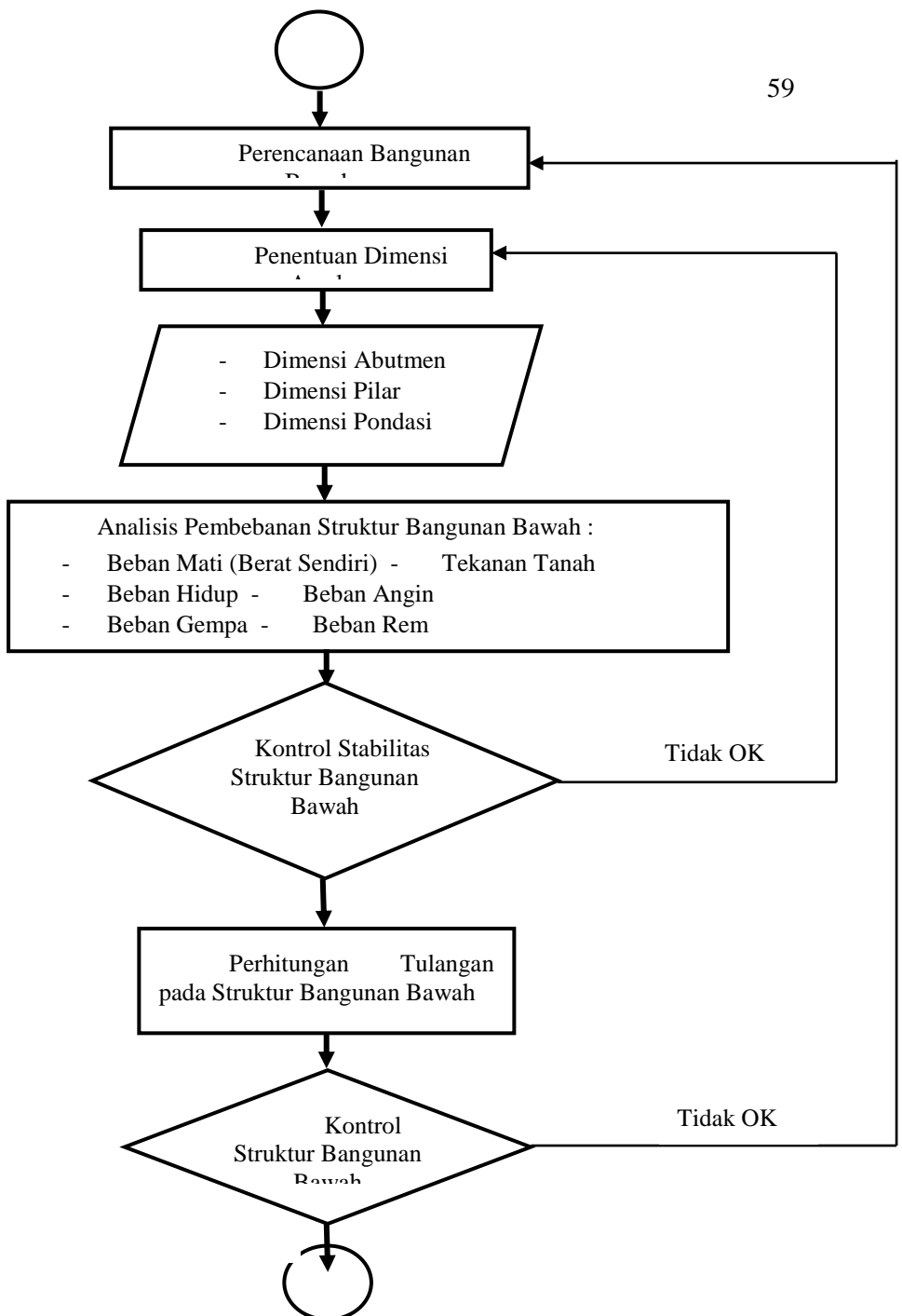
3.3.5 Penyusunan Laporan

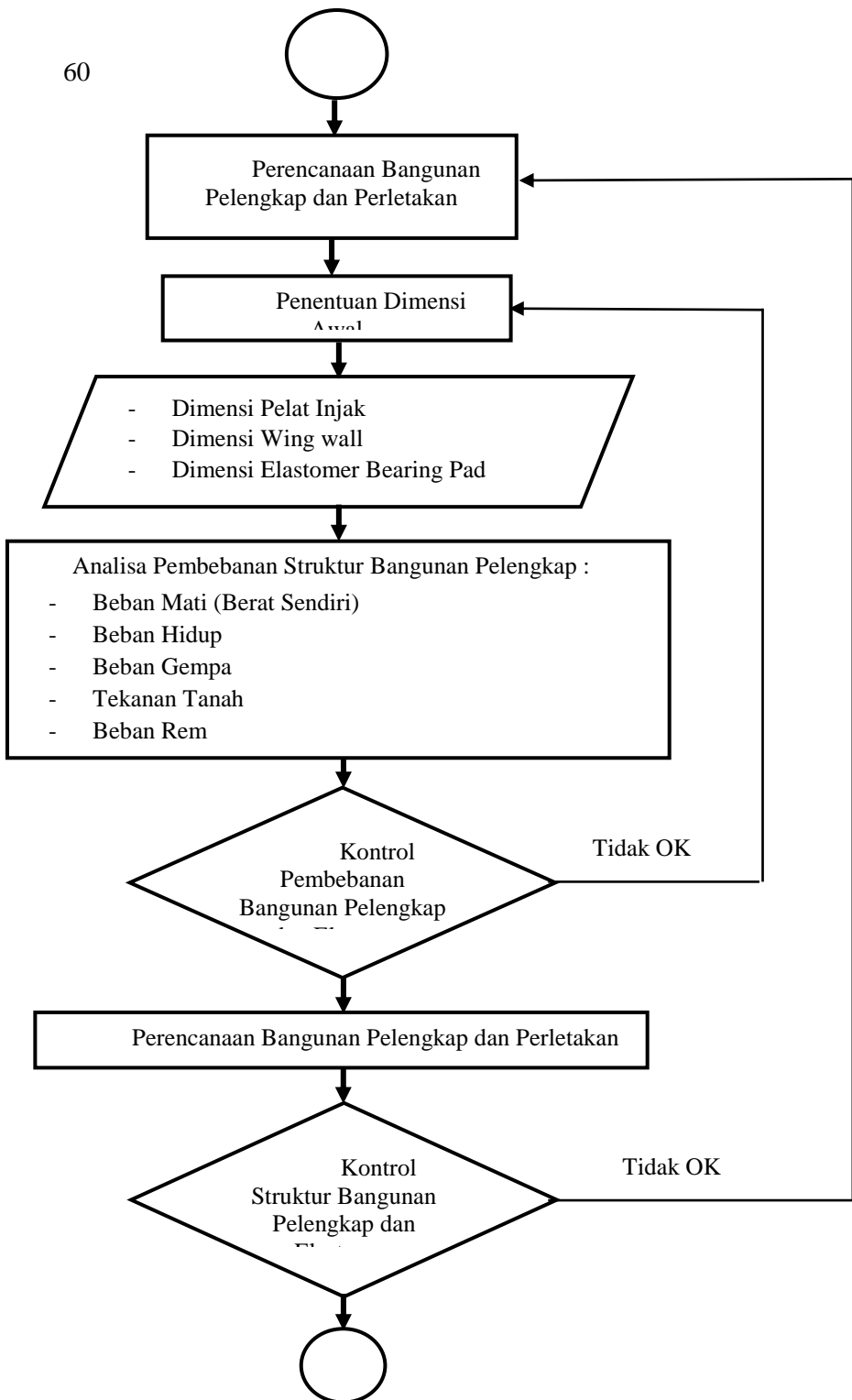
Dalam tugas akhir ini perhitungan dan perencanaan dari modifikasi perencanaan jembatan Ngancar akan disusun menjadi sebuah laporan dan karya ilmiah yang tersusun secara sistematis dan terperinci. Dan disusun menjadi buku tugas akhir yang berjudul “ Modifikasi Desain Struktur Jembatan Ngancar Kabupaten Ngawi Dengan Sistem Gelagar Beton Pratekan”

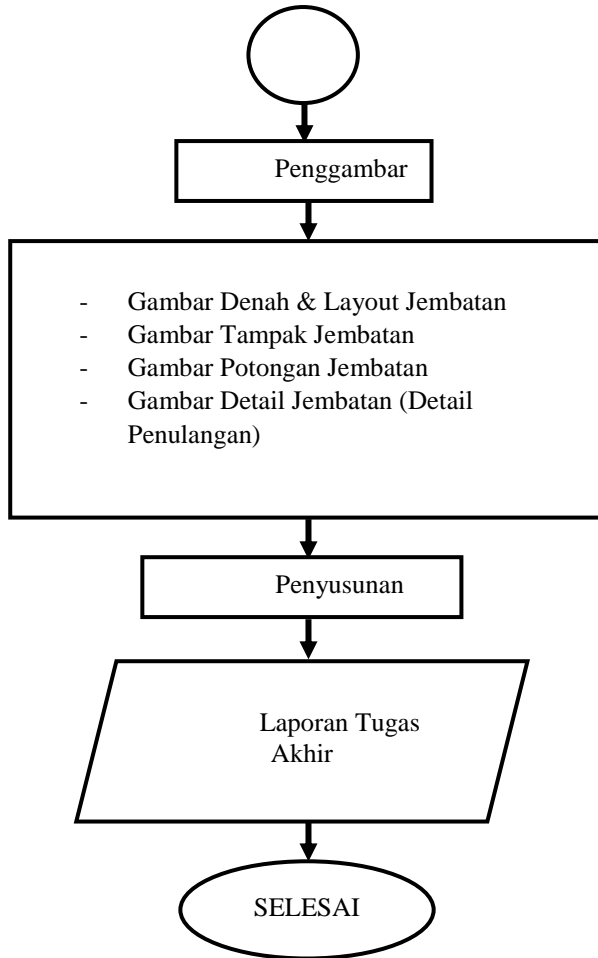
-3.4 Flowchart (Bagan alir perencanaan)











Gambar 3. 1 Detail Diagram Alir Perencanaan Jembatan

Halaman Ini Sengaja Dikosongkan

BAB IV

PERENCANAAN BANGUNAN ATAS

✓4.1 Perencanaan Bangunan Sekunder

✓4.1.1 Desain Pipa Sandaran

✓4.1.1.1 Preliminary Desain Sandaran

Pipa sandaran direncanakan berdasarkan **Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan Bagian 2, BMS 1992, hal 2-69** yang menjelaskan bahwa sandaran yang digunakan oleh pejalan kaki harus direncanakan untuk dua pembebanan rencana daya layan yaitu $W = 0.75 \text{ kN/m}$. Beban – beban tersebut bekerja secara bersamaan dalam arah horizontal dan vertikal pada masing masing sandaran.

✓4.1.1.2 Analisa Pembebanan

Berdasarkan dasar perencanaan diatas, maka pembebanan pada pipa sandaran dapat direncanakan sebagai berikut : Pipa sandaran direncanakan mempunyai $\phi 76,3 \text{ mm}$. dalam buku Tabel Profil Konstruksi Baja Karangan Ir. Rudy Gunawan, didapatkan data, bahwa pipa besi dengan $\phi 76,3 \text{ mm}$ mempunyai data sebagai berikut :

Tabel 4.1 Data pipa sandaran

DATA PIPA				
Keterangan		Satuan		Satuan
Diameter	76.3	mm		
Tebal Pipa	2.8	mm		
Berat Pipa	5.08	kg/m'	0.0508	kN/m'
Mutu Baja	BJ 37			
W	11.5	m ³		

Perhitungan Pembebanan

Beban hidup sandaran= 0.75 kN/m

Jarak pusat ke pusat tiang sandaran (L) = 2 m

- **Beban Mati**

Beban mati vertikal = Beban pipa

(PDv)= Pms

$$= 0.0508 \text{ kN/m'}$$

Beban mati horizontal = Tidak ada beban

(PDv)

- **Beban Hidup**

Beban hidup horizontal= Beban pejalan kaki

(PLh)= 0.75 kN/m'

Beban hidup vertikal= Beban pejalan kaki

(PLv)= 0.75 kN/m'

✓4.1.1.3 Perhitungan Momen

Momen Akibat Beban Mati Vertikal

Momen akibat beban mati vertikal pipa sandaran

$$\begin{aligned} MD_v &= 1/12 \times q \times L^2 \\ &= 1/12 \times 0.0508 \text{ kN/m} \times (2 \text{ m})^2 \\ &= 0.017 \text{ kNm.} \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Hidup Vertikal

$$\begin{aligned} ML_v &= 1/8 \times q \times L^2 \\ &= 1/8 \times 0.75 \text{ kN/m} \times (2 \text{ m})^2 \\ &= 0.375 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen Akibat Beban Hidup Horizontal

$$\begin{aligned} ML_h &= 1/8 \times q \times L^2 \\ &= 1/8 \times 0.75 \text{ kN/m} \times (2 \text{ m})^2 \\ &= 0.375 \text{ kNm} \end{aligned}$$

✓4.1.1.4 Kontrol Tegangan Total

Dari buku **Tabel Profil Konstruksi Baja** Karangan **Ir.Rudy Gunawan** didapatkan bahwa untuk besi baja mutu BJ 37 mempunyai tegangan izin ($\sigma_{izin} = 1600 \text{ kg/cm}^2$)

Dikarenakan beban horizontal dan beban vertikal bekerja secara bersama-sama, maka tegangan yang diperhitungkan merupakan tegangan total.

Adapun nilai dari tegangan total diperoleh sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \Sigma \text{ total} &= \sigma_v + \sigma_h \\
 &= (M_v/W) + (M_h/W) \\
 &= (M_v + M_h) / W \\
 &= (0.017 \text{ kNm} + 0.375 \text{ kNm} + 0.375 \text{ kNm}) \\
 &\quad / 11.5 \text{ cm}^3 \\
 &= 6.66 \text{ kNm}.
 \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada pipa sandaran adalah sebesar:

$$\Sigma < \sigma_{\text{ijin}}$$

$$\Sigma \text{ total} < \sigma_{\text{ijin}}$$

$$666.695 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2$$

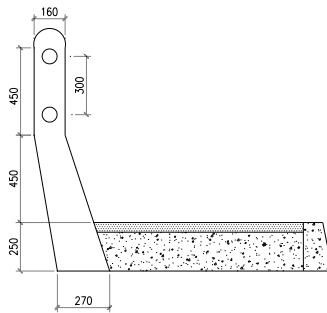
Sehingga pipa sandaran dengan $\varnothing 76.3 \text{ mm}$ memenuhi syarat tegangan dan dapat digunakan.\

4.1.2 Pembebanan Tiang Sandaran

4.1.2.1 Dasar Desain

Berdasarkan pada peraturan perencanaan Teknik Jembatan (Bridge Management System) 1992, beban yang bekerja pada sandaran adalah berupa gaya horizontal dan vertical sebesar 0,75 kN/m yang bekerja secara bersamaan.

4.1.2.2 Analisa Pembebanan



✓ **Gambar 4.1** Dimensi Tiang Sandaran

Berdasarkan dasar perencanaan diatas, maka beban-beban yang bekerja pada tiang sandaran dapat dijelaskan sebagai berikut:

- ✓ Dimensi tiang sandaran = 16 cm x 15 cm x 100 cm
- ✓ Jarak antar tiang = 200 cm
- ✓ Beban mati :
- ✓ $PDL1 = \text{Beban pipa} \times \text{Jarak pusat ke pusat pipa} \times \text{Faktor beban}$
 - ✓ $= 0.0508 \text{ kg/m} \times 2.00 \text{ m} \times 2$
 - ✓ $= 0.203 \text{ kN}$
- ✓ $PDL2 = \text{Beban pipa} \times \text{Jarak pusat ke pusat pipa} \times \text{Faktor beban}$
 - ✓ $= 0.0508 \text{ kg/m} \times 2.00 \text{ m} \times 2$
 - ✓ $= 0.203 \text{ kN}$
- ✓ $PDL3 = \text{Volume} \times \text{Berat sendiri}$
 - ✓ $= (0.1 \text{ m} \times 0.16 \text{ m} \times 0.55 \text{ m}) \times 25 \text{ kN/m}^3$
 - ✓ $= 0.22 \text{ kN}$

✓PDL4= Volume x Berat sendiri

$$✓ = (0.16 + 0.23)m/2 \times 0.1m \times 0.45m \times 25 \text{ kN/m}^3$$

$$✓ = 0.22 \text{ kN}$$

✓VDL= (PDL1 + PDL2 +PDL3 +PDL4) x KuMS

$$✓ = (0.203 + 0.203 + 0.22 + 0.22) \times 1.2$$

$$✓ = 1.015 \text{ kN}$$

✓Beban hidup :

✓PvLL= Beban pejalan kaki x L x Faktor Beban

$$✓ = 0.750 \text{ kg/m} \times 2.00 \text{ m} \times 2$$

$$✓ = 3 \text{ kN}$$

✓PhLL = Beban pejalan kaki x L x Faktor Beban

$$✓ = 0.750 \text{ kg/m} \times 2. \text{ m} \times 2$$

$$✓ = 3.000 \text{ kN}$$

✓MLL= PhLL x L x KuMS

$$✓ = 3 \text{ kN} \times 1. \text{ m} \times 1.2$$

$$= 3.6 \text{ kNm}$$

✓4.1.1.3 Perhitungan Penulangan Tiang Sandaran

Mutu beton,	f_c'	=	25	MPa
Mutu baja tulangan,	f_y	=	390	MPa
Selimut beton,	d'	=	40	mm
Tebal efektif,	d	=	114	mm
Lebar yang ditinjau,	b	=	100	mm
Faktor reduksi lentur,	ϕ	=	0.8	
Diameter tulangan lentur,	D	=	12	mm
Diameter tulangan bagi,	\emptyset	=	10	mm

- **Penulangan lentur**

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{3.6}{0.8} = 4.5 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{4.5 \times 10^6}{100 \times 12996} = 3.46 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0.85 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0.0271 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0271 \\ &= 0.0203 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18.824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 3.46}{400}} \right) \\ &= 0.0095 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccccccc} \text{Cek nilai } \rho & \rightarrow & \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ & & 0.0035 & < & 0.0095 & < & 0.0203 \end{array}$$

$$\text{Maka diambil } \rho = 0.0095$$

Luas tulangan utama yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0095 \times 100 \times 114 \\ &= 108.38 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan 2-D13 ($A_s = 226.08 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Geser

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser yang bekerja} \\ &= 0.75 \text{ kN/m} \times 2 \text{ m} \times 2 \\ &= 3.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Batas kehancuran badan

$$\begin{aligned} &= 0.2 \times f'_c \times b_v \times d \\ &= 0.2 \times 25 \times 100 \times 114 \\ &= 57000 \text{ N} = 57 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kekuatan geser tanpa tulangan geser (V_{uc})

$$\begin{aligned} &= \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b_v \times d \left(\frac{A_{st} \times f_c}{(b_v \times d)} \right)^{1/3} \\ &= 1.1 \times 1 \times 1 \times 100 \times 114 \times \left(\frac{10838 \times 25}{(100 \times 114)} \right)^{1/3} \\ &= 7768.12 \text{ N} \\ &= 7.76 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kekuatan geser dengan tulangan geser minimum ($V_{u \min}$)

$$\begin{aligned} &= V_{uc} + (0.6 \times b_v \times d) \\ &= 7.76 + 6.84 \\ &= 14.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kontrol

$$\text{Apakah : } V^* < V_{u \max}$$

$$3 \text{ kN} < 57 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Apakah : $V^* < K_{rc} \times V_{u \text{ min}}$

$$3 \text{ kN} < 0,7 \times 14,6 \text{ kN}$$

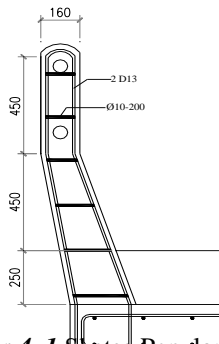
$$3 \text{ kN} < 10,22 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Apakah : $V^* < K_{rc} \times V_{uc}$

$$3 \text{ kN} < 0,7 \times 7,76 \text{ kN}$$

$$3 \text{ kN} < 5,43 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Maka tulangan geser tidak diperlukan, cukup menggunakan tulangan praktis Ø10-200 mm.



Gambar 4. 1 Sketsa Penulangan pada Tiang Sandaran

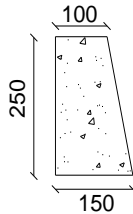
✓4.1.3 Perencanaan Kerb

✓4.1.3.1 Preliminary Desain Kerb

Berdasarkan **Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan Bagian 2, BMS 1992, hal 2-69** Balok Kerb terletak diatas permukaan lantai kendaraan pada pinggir jalan / trotoar untuk menahan beban hidup horizontal arah melintang sebesar = 15 kN/m' yang bekerja pada puncak kerb.

Dimensi Kerb :

Tinggi= 250 mm
 Tebal atas= 100 mm
 Tebal bawah= 150 mm



Gambar 4. 3 Penampang kerb

✓4.1.3.2 Analisa Pembebanan

Akibat Beban Mati

$$\begin{aligned} qDL &= \text{Volume} \times \text{Berat jenis} \times L \times \text{KuMS} \\ &= (0.1+0.15)\text{m}/2 \times 0.25\text{m} \times 25\text{kN}/\text{m}^3 \times 1.3 \\ &= 1.0156 \text{ kN} \end{aligned}$$

Akibat Beban Hidup

$$\begin{aligned} PhLL &= 15\text{kN}/\text{m} \times 1\text{m} \\ &= 15 \text{ kN} \end{aligned}$$

✓4.1.3.3 Perhitungan Momen

$$\begin{aligned} MLL &= PhLL \times L \times KUTP \\ &= 15\text{kN} \times 0.25\text{m} \times 2 \\ &= 7.5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

✓4.1.3.4 Perhitungan Penulangan Kerb

Mutu beton,	f_c'	=	25	MPa
Mutu baja tulangan,	f_y	=	400	MPa
Selimut beton,	d'	=	40	mm
Tebal efektif,	d	=	204	mm
Lebar yang ditinjau,	b	=	1000	mm
Faktor reduksi lentur,	ϕ	=	0.8	
Diameter tulangan lentur,	D	=	12	mm
Diameter tulangan bagi,	\emptyset	=	8	mm

- Penulangan lentur

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{7.5}{0.8} = 9.375 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{9.375 \times 10^6}{1000 \times 41616} = 0.23 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0.85 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0.0271 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0271 \\ &= 0.0203 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$\begin{aligned} P &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18.824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 0.23}{400}} \right) \\ &= 0.0006 \end{aligned}$$

$$\text{Cek nilai } \rho \rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0.0035 < 0.0006 < 0.0203$$

$$\text{Maka diambil } \rho_{\min} = 0.0035$$

Luas tulangan utama yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 1000 \times 204 \\ &= 714 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D 12

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 144 \\ &= 113.04 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{113.04 \times 1000}{714} \\
 &= 158.31 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D 12 – 150 , ($A_s = 753.6 \text{ mm}^2$)

- **Tulangan bagi**

Luas tulangan bagi yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 20\% \times A_s \\
 &= 20\% \times 714 \\
 &= 142.8 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

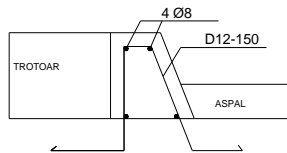
Direncanakan tulangan bagi Ø8

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 64 \\
 &= 50.24 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan bagi yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{142.8}{50.24} = 2.8$$

Maka , dipasang tulangan bagi 4 Ø8

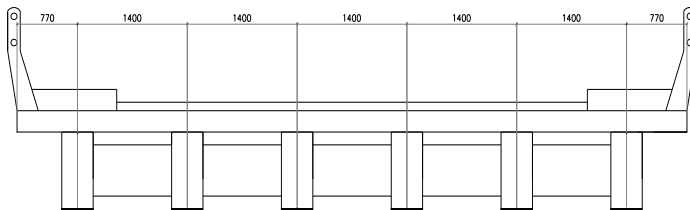


Gambar 4.4 Penulangan kerb

✓4.2 Perencanaan Bangunan Utama

✓4.2.1 Perencanaan Plat Lantai Jembatan

Perencanaan plat lantai yang berfungsi sebagai jalan kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum t_{\min} yang memenuhi ketentuan dalam *RSNI T-12-2004 Pasal 5.5.2* mengenai tebal minimum pelat. Dalam menentukan tebal plat yang dipakai maka harus dilakukan kontrol geser pons terhadap ketebalan plat akibat pembebanan roda truck (P_{TT}).



Gambar 4. 5 Potongan melintang Plat Lantai Jembatan

✓4.2.1.1 Preliminary Desain Dimensi Plat Lantai Jembatan

$$200 \leq t_s \leq 100 + 0,04 L$$

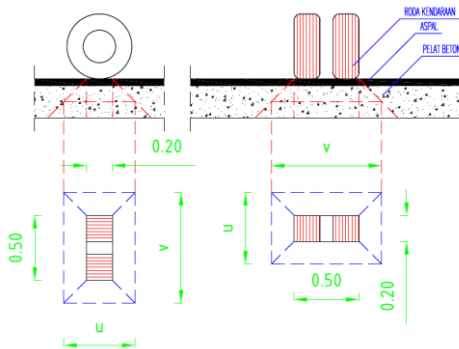
$$t_s \geq 200 \text{ mm}$$

$$t_s \geq 100 + 0,04 L$$

$$t_s \geq 100 + (0,04 \times 1400) \text{ mm}$$

$$t_s \geq 156 \text{ mm}$$

Sehingga, direncanakan tebal plat lantai jembatan $t = 250$ mm



Gambar 4. 6 Kontrol tebal plat dengan geser pons

Kontrol geser pons

t_s	=	250	mm	f_c'	=	25	MPa
t_a	=	100	mm	P_{TT}	=	112.5	kN
a	=	200	mm	K_u^{TT}	=	1.8	
b	=	500	mm	DLA	=	0.3	

Dimana ,

$$\begin{aligned}
 u &= a + \left(2 \times t_a \right) + t_s \\
 &= 200 + \left(2 \times 100 \right) + 250 \\
 &= 650 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 v &= b + \left(2 \times t_a \right) + t_s \\
 &= 500 + \left(2 \times 100 \right) + 250 \\
 &= 950 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b' &= \left(2 \times u \right) + \left(2 \times v \right) \\
 &= \left(2 \times 650 \right) + \left(2 \times 950 \right) \\
 &= 3200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{pons}} &= b' \times d \\
 &= 3200 \times 210 \\
 &= 672000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{truck}} &= (1 + \text{DLA}) \times P_{\text{TT}} \times K_u^{\text{TT}} \\
 &= (1 + 0.3) \times 112.5 \times 1.8 \\
 &= 263.25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kekuatan nominal plat lantai terhadap geser tanpa tulangan :

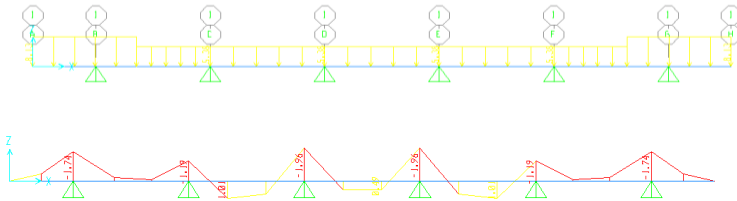
$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b' \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 3200 \times 210 \\
 &= 560000 \text{ N} \\
 &= 560 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \phi \times V_c \\
 &= 0.7 \times 560 \\
 &= 392 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_u > P_{\text{truck}} \rightarrow 392 \text{ kN} > 263.25 \text{ kN}$$

✓4.2.1.2 Analisa Pembebanan Plat Lantai Kendaraan

Pada Plat lantai kendaraan pembebanan yang bekerja yaitu beban mati (berat sendiri plat, berat aspal, berat genangan air hujan dan beban lapisan overlay), serta beban hidup roda truck “T”



Gambar 4. 7 Momen yang terjadi pada SAP 2000 v.14

✓4.2.1.3 Perhitungan Gaya Dalam

Dari perhitungan dengan menggunakan program bantu SAP 2000 v.14 diperoleh momen akibat beban mati seperti berikut :

M tumpuan = 1,96 kN.m (*Output SAP 2000*)

M lapangan= 1,01 kN.m (*Output SAP 2000*)

Momen akibat beban hidup dari roda truck “T” dapat dihitung dengan persamaan seperti berikut ini :

$$P_u = (1 + DLA) \times P_{TT} \times K_u$$

$$= (1 + 0,3) \times 112,5 \times 1,8$$

$$= 263,25 \text{ kN}$$

$$M_{\text{tumpuan}} = 5/32 \times P_{TT} \times S$$

$$= 5/32 \times 263,25 \times 1,4$$

$$= 57,585 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{lapangan}} = 9/64 \times P_{TT} \times S$$

$$= 9/64 \times 263,25 \times 1,4$$

$$= 51,827 \text{ kN.m}$$

✓4.2.1.4 Perhitungan Penulangan Plat Lantai Kendaraan

– Tulangan Tumpuan

Mutu beton, $f_c' = 25 \text{ MPa}$

Mutu baja tulangan, $f_y = 400 \text{ MPa}$

Tebal plat, $t_s = 250 \text{ mm}$

Selimut beton, $d' = 40 \text{ mm}$

Tebal efektif,	d	=	210	mm
Lebar yang ditinjau,	b	=	1000	mm
Faktor reduksi lentur,	ϕ	=	0.8	
Diameter tulangan,	D	=	16	mm

$$\begin{aligned} M_u &= M_D + M_L \\ &= 1,96 + 57,585 \\ &= 59,545 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Faktor distribusi tegangan beton, $\beta_1 = 0,85$ ($f_c' < 30 \text{ MPa}$)

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{59,545}{0.8} = 74,432 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{74,432}{1000 \times 44100} = 1,687 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0.85 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0.0271 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0271 \\ &= 0.0203 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{400} = 18.824$$

$$0.85 \times f_c' \quad 0.85 \times 25$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,824 \times 1,687}{400}} \right) \\ &= 0.0044 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccccc} \text{Cek nilai } \rho & \rightarrow & \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ & & 0.0035 & < & 0.0044 & < & 0.0203 \end{array}$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0044 \times 1000 \times 210 \\ &= 924,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D16

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\ &= 200.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{200.96 \times 1000}{924,4} \\ &= 216.35 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 200 , ($A_s = 1004,8 \text{ mm}^2$)

– **Tulangan Bagi**

Tulangan bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan, Luas tulangan bagi yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 924,4 \\ &= 462,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan bagi D13

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 169 \\ &= 132.665 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{132.665 \times 1000}{462,2} \\ &= 287,03 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D13 – 250

– **Tulangan lapangan**

Mutu beton,	f_c'	=	25	MPa
Mutu baja tulangan,	f_y	=	400	MPa

Tebal plat,	t_s	=	250	mm
Selimut beton,	d'	=	40	mm
Tebal efektif,	d	=	210	mm
Lebar yang ditinjau,	b	=	1000	mm
Faktor reduksi lentur,	ϕ	=	0.8	
Diameter tulangan,	D	=	16	mm

$$\begin{aligned} M_u &= M_D + M_L \\ &= 1,01 + 51,82 \\ &= 52,83 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Faktor distribusi tegangan beton, $\beta_1 = 0,85$ ($f_c' < 30 \text{ MPa}$)

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{52,83}{0.8} = 66,046 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{66,046 \times 10^6}{1000 \times 44100} = 1,497 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0.85 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0.0271 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{maks}} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0271 \\ &= 0.0203 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{\dots} = \frac{400}{\dots} = 18.824$$

$$0.85 \times f_c' \quad 0.85 \times 25$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18.824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 1.497}{400}} \right) \\ &= 0.0039 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccccc} \text{Cek nilai } \rho & \rightarrow & \rho_{\min} & < & P & < & \rho_{\max} \\ & & 0.0035 & < & 0.0039 & < & 0.0203 \end{array}$$

$$\text{Maka diambil} \quad \rho = 0.0039$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0039 \times 1000 \times 210 \\ &= 816,12 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D16

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\ &= 200.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antara tulangan untuk lebar $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{200.96 \times 1000}{816,12} \\ &= 246,23 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 200 , ($A_s = 1004,8 \text{ mm}^2$)

– **Tulangan Bagi**

Tulangan bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan, luas tulangan bagi yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 816,12 \\ &= 408,06 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

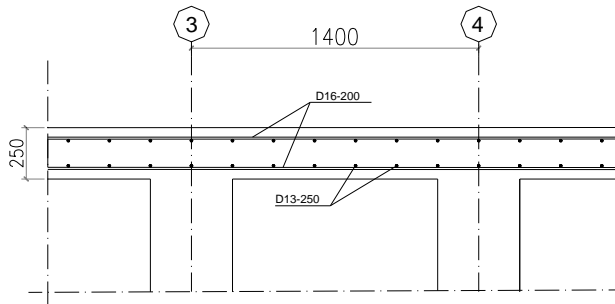
Direncanakan tulangan bagi D13

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 169 \\ &= 132.665 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{132.665 \times 1000}{408,06} \\ &= 325,11 \text{ mm} \end{aligned}$$

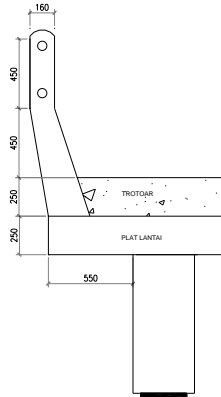
Maka, dipasang tulangan bagi, D13 – 250 , ($A_s = 442,167 \text{ mm}^2$)



Gambar 4. 8 Sketsa Penulangan Plat Lantai Jembatan

✓4.2.2 Perencanaan Plat Kantilever

Perencanaan plat kantilever harus mempunyai tebal minimum t_{\min} yang memenuhi ketentuan dalam **RSNI T-12-2004 Pasal 5.5.2** mengenai tebal minimum pelat lantai kendaraan.




Gambar 4. 9 Sketsa Plat lantai kantilever

✓4.2.2.1 Analisa Pembebanan Pada Plat Kantilever

Pada Plat Kantilever pembebanan yang bekerja yaitu beban mati (berat sendiri plat, berat aspal + overlay, berat genangan air hujan dan beban sendiri parapet)

- Dimensi pelat kantilever :
 Tebal pelat kantilever= 0,25 m
 Panjang pelat kantilever= 0,55 m
 Tebal aspal + overlay= 0,10 m
- Analisa pembebanan pelat kantilever

 Beban mati merata

Berat sendiri pelat kantilever

$$\begin{aligned} q_s &= L_{\text{kanti}} \times t_s \times W_c \\ &= 0,55 \text{ m} \times 0,25 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 3,437 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban genangan air hujan

$$\begin{aligned} q_{\text{air}} &= L_{\text{kanti}} \times t_h \times W_h \\ &= 0,55 \text{ m} \times 0,05 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 \\ &= 0,275 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban aspal + overlay

$$\begin{aligned} q_{\text{aspal}} &= L_{\text{kanti}} \times t_a \times W_a \\ &= 0,55 \text{ m} \times 0,10 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \\ &= 1,65 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban trotoar

$$\begin{aligned} q_{\text{aspal}} &= L_{\text{kanti}} \times t_s \times W_c \\ &= 0,55 \text{ m} \times 0,25 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 3,437 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Total beban mati merata

$$\begin{aligned} q_{\text{total}} &= q_s + q_{\text{air}} + q_{\text{aspal}} + q_{\text{trotoar}} \\ &= (3,437 + 0,275 + 1,65 + 3,437) \text{ kN/m} \\ &= 7,15 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Beban mati terpusat

Sesuai dengan perhitungan berat tiang sandaran pada bab 4.1.1, maka di dapat berat tiang sandaran = 1,06 kN

✓4.2.2.2 Perhitungan Gaya Dalam Plat Kantilever

- Momen akibat beban mati merata :

$$\begin{aligned}
 MA &= q_{DL} \times L_{kanti} \times 0.5 L \\
 &= 7,15 \text{ kN/m} \times 0,55 \text{ m} \times 0,275 \text{ m} \\
 &= 1,081 \text{ kN.m} \\
 MA_{ultimit} &= MA \times Ku \\
 &= 1,081 \text{ kN.m} \times 1,3 \\
 &= 1,405 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- Momen akibat beban mati terpusat :

$$\begin{aligned}
 MA &= P_{DL} \times L_{kanti} \\
 &= 1,06 \text{ kN} \times 0,55 \text{ m} \\
 &= 0,581 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MA_{ultimit} &= MA \times Ku \\
 &= 0,581 \text{ kN.m} \times 1,3 \\
 &= 0,756 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- Total momen ultimit pada pelat kantilever :

$$\begin{aligned}
 q_{total} &= MA_{ultimit} (P_{DL}) + MA_{ultimit} (q_{DL}) \\
 &= 1,405 \text{ kN.m} + 0,756 \text{ kN.m} \\
 &= 2,162 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

✓4.2.2.3 Perhitungan Penulangan Plat Kantilever

– Tulangan Utama

Mutu beton,	f_c'	=	25	MPa
Mutu baja tulangan,	f_y	=	400	MPa
Tebal plat,	t_s	=	250	mm
Selimut beton,	d'	=	40	mm
Tebal efektif,	d	=	210	mm
Lebar yang ditinjau,	b	=	1000	mm
Faktor reduksi lentur,	ϕ	=	0.8	
Diameter tulangan,	D	=	16	mm

Faktor distribusi tegangan beton, $\beta_1 = 0,85$ ($f_c' < 30$ MPa)

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{2,162}{0.8} = 2,702 \quad \text{kN.m}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{2,702}{1000 \times 44100} \times 10^6 \\ &= 0.061 \quad \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0.85 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0.0271 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{F_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0271 \\ &= 0.0203\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18.824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 0.061}{400}} \right) \\ &= 0.0002\end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccccccc} \text{Cek nilai } \rho & \rightarrow & \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ & & 0.0035 & > & 0.0002 & < & 0.0203 \end{array}$$

$$\text{Maka diambil } \rho_{\min} = 0.0035$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 1000 \times 210 \\ &= 735 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D16

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\ &= 200.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan utama

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{200.96 \times 1000}{735} \\ &= 273,41 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak yang digunakan dalam pemasangan tulangan lentur pelat kantilever adalah 200 mm. Maka tulangan lentur pelat kantilever dipasang tulangan D16 – 200

– **Tulangan bagi**

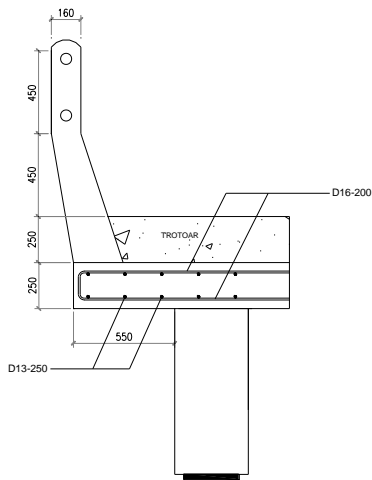
$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 735 \\ &= 367,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 169 \\ &= 132.665 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{132.665 \times 1000}{367,5} \\
 &= 361 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak yang digunakan dalam pemasangan tulangan bagi pelat kantilever adalah 250 mm, maka tulangan bagi pelat kantilever dipasang tulangan D13 – 250



Gambar 4. 10 Sketsa Penulangan Plat Kantilever

✓4.2.3 Perencanaan Girder Tengah bentang 12 m

✓4.2.3.1 Preliminary Design Girder Tengah

Perencanaan dimensi awal untuk girder tengah disesuaikan berdasarkan *RSNI T-12-2004 Pasal 9.2.1* adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} h &\geq 165 + 0,06 \times L \\ &\geq 165 + 0,06 \times 12000 \\ &\geq 885 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka untuk tinggi girder direncanakan 900 mm = 0,9 m

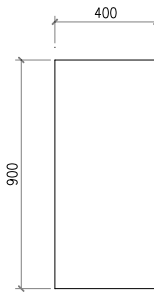
$$B_w = \frac{h}{3} = \frac{900}{3} = 300 \text{ mm}$$

Maka untuk lebar girder direncanakan 400 mm = 0,4 m

✓4.2.3.2 Analisa Pembebanan Girder Tengah

BEBAN MATI

- Beban mati merata
 - a. Berat Sendiri Girder



Gambar 4. 11 Sketsa Girder bentang 12 m

$$\begin{aligned} A &= 0,4 \times 0,9 \\ &= 0,36 \text{ m}^2 \\ q_s &= A_1 \times W_c \\ &= 0,36 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b. Beban Plat Lantai Kendaraan

$$\begin{aligned} q_{\text{plat}} &= t \times b \times W_c \\ &= 0,25 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 6,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. Beban Aspal + Overlay

$$\begin{aligned} q_{\text{asp}} &= t \times b \times W_c \\ &= 0,1 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \\ &= 2,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

d. Beban Genangan Air Hujan

$$\begin{aligned} q_{\text{air}} &= t \times b \times W_c \\ &= 0,05 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \\ &= 0,49 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{e. Total Beban} &= 9 + 6,25 + 2,2 + 0,49 \\ &= 17,94 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

– Beban mati terpusat

a. Beban Diafragma

$$\begin{aligned} P_{\text{diaf}} &= h \times b \times l \times W_c \\ &= 0,6 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 4,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

BEBAN HIDUP

Beban Hidup pada girder terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) seperti pada gambar. BTR tergantung pada panjang total L yang dibebani dan dinyatakan dalam rumus sebagai berikut :

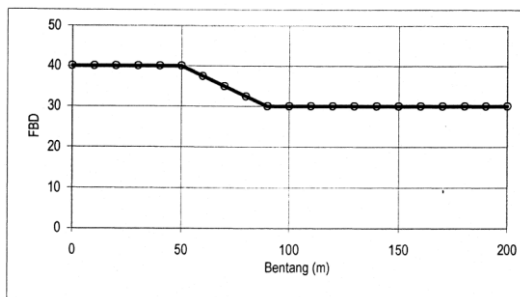
$$q = 9 \text{ kPa untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 9 \times (1 \times 15/L) \text{ kPa untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

Sedangkan untuk BGT mempunyai intensitas :

$$P = 49 \text{ kN/m}$$

Faktor beban dinamis (DLA) untuk BGT diambil sebagai berikut :



Gambar 4. 2 Faktor beban dinamis untuk BGT

Beban terbagi rata , $q = 9 \text{ kPa}$

$$q_{\text{BTR}} = q \times S$$

$$= 9 \times 1,4$$

$$= 12,6 \text{ kN/m}$$

Beban garis terpusat , $P = 49 \text{ kN/m}$

Faktor beban dinamis , $DLA = 0,4$

$$P_{\text{BGT}} = (1 + DLA) \times P \times S$$

$$= (1 + 0,4) \times 49 \times 1,4$$

$$= 96,04 \text{ kN}$$

BEBAN TRUCK

$DLA = 0,3$ (*RSNI T – 02 – 2005 Pasal 6.6*)

$Ku_{TT} = 1,8$ (*RSNI T – 02 – 2005 Tabel 12*)

$Tu = 112,5 \text{ kN}$ (*RSNI T – 02 – 2005 Pasal 6.4.1*)

$P_{\text{truck}} = (1 + DLA) \times Tu \times Ku_{TT}$

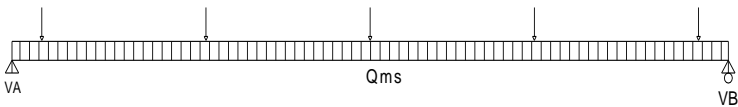
$= (1 + 0,3) \times 112,5 \times 1,8$

$= 263,25 \text{ kN}$

✓4.2.3 Perhitungan Gaya Dalam

– Reaksi perletakan pada girder

Akibat beban mati :



Gambar 4. 13 Permodelan beban mati girder tengah 12 m

Beban mati merata , $VA = 0,5 \times q_{DL} \times L$

$= 0,5 \times 17,94 \text{ kN/m} \times 12 \text{ m}$

$= 107,64 \text{ kN}$

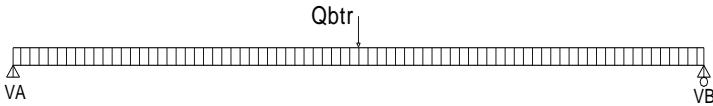
Beban mati terpusat , $VA = 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{DL}$

$= 0,5 \times 5 \times 4,5 \text{ kN}$

$= 11,25 \text{ kN}$

Total reaksi beban mati = $107,64 \text{ kN} + 11,25 \text{ kN}$

$= 118,89 \text{ kN}$

Akibat beban hidup :**Gambar 4. 14** Permodelan beban hidup girder tengah 12 m

Beban Terbagi Rata , $V_A = 0,5 \times q_{LL} \times L$

$$= 0,5 \times 12,6 \text{ kN/m} \times 12 \text{ m}$$

$$= 75,6 \text{ kN}$$

Beban Garis Terpusat , $V_A = 0,5 \times p_{LL}$

$$= 0,5 \times 96,04 \text{ kN}$$

$$= 48,02 \text{ kN}$$

Total reaksi beban hidup = $75,6 \text{ kN} + 48,02 \text{ kN}$

$$= 123,62 \text{ kN}$$

- Momen dan geser pada $\frac{1}{4}$ bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned} M_{DL} &= (V_A \times 3 \text{ m}) - (P_d \times 2,5 \text{ m}) - (q_{DL} \times 3 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}) \\ &= (118,89 \text{ kN} \times 3 \text{ m}) - (4,5 \text{ kN} \times 2,5 \text{ m}) - (17,94 \text{ kN/m} \\ &\quad \times 3 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}) \\ &= 264,69 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{DL} &= V_A - (1 \times P_d) - (q_{DL} \times 3 \text{ m}) \\ &= 118,89 \text{ kN} - (1 \times 4,5 \text{ kN}) - (17,94 \text{ kN/m} \times 6,25 \text{ m}) \\ &= 60,57 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada $\frac{1}{2}$ bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned} M_{DL} &= (V_A \times 6 \text{ m}) - (P_d \times 5,5 \text{ m}) - (P_d \times 2,75 \text{ m}) - \\ &\quad (q_{DL} \times 6 \text{ m} \times 3 \text{ m}) \\ &= (118,89 \text{ kN} \times 6 \text{ m}) - (4,5 \text{ kN} \times 5,5 \text{ m}) - (4,5 \text{ kN} \times 2,75 \\ &\quad \text{m}) - (17,94 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m} \times 3 \text{ m}) \\ &= 353,295 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DL} &= V_A - (2 \times P_d) - (q_{DL} \times 6 \text{ m}) \\
 &= 118,89 \text{ kN} - (2 \times 4,5 \text{ kN}) - (17,94 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m}) \\
 &= 2,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada $\frac{1}{4}$ bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \times 3 \text{ m}) - (q_{LL} \times 3 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}) \\
 &= (123,62 \text{ kN} \times 3 \text{ m}) - (12,6 \text{ kN/m} \times 3 \text{ m} \times 1,5) \\
 &= 314,16 \text{ kN.m} \\
 V_{LL} &= V_A - (q_{LL} \times 3 \text{ m}) \\
 &= 123,62 \text{ kN} - (12,6 \text{ kN/m} \times 3 \text{ m}) \\
 &= 85,82 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada $\frac{1}{2}$ bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_{LL} &= (V_A \times 6 \text{ m}) - (q_{LL} \times 6 \text{ m} \times 3 \text{ m}) \\
 &= (123,62 \text{ kN} \times 6 \text{ m}) - (12,6 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m} \times 3 \text{ m}) \\
 &= 514,92 \text{ kN.m} \\
 V_{LL} &= V_A - (q_{LL} \times 12,5 \text{ m}) \\
 &= 123,62 \text{ kN} - (12,6 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m}) \\
 &= 48,02 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi Pembebanan

Pada $\frac{1}{4}$ bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1,3 \times M_{DL} + 2 \times M_{LL} \\
 &= 1,3 \times 264,69 \text{ kN.m} + 2 \times 314,16 \text{ kN.m} \\
 &= 972,417 \text{ kN.m} \\
 V_u &= 1,3 \times V_{DL} + 2 \times V_{LL} \\
 &= 1,3 \times 60,57 \text{ kN} + 2 \times 85,82 \text{ kN} \\
 &= 250,381 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada $\frac{1}{2}$ bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1,3 \times M_{DL} + 2 \times M_{LL} \\
 &= 1,3 \times 353,295 \text{ kN.m} + 2 \times 514,92 \text{ kN.m} \\
 &= 1489,124 \text{ kN.m} \\
 V_u &= 1,3 \times V_{DL} + 2 \times V_{LL} \\
 &= 1,3 \times 2,25 \text{ kN} + 2 \times 48,02 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$= 98,965 \text{ kN}$$

Akibat beban truck

$$T_u = P_{\text{truck}}$$

$$= 263,25 \text{ kN}$$

$$M_t = T_u \times (0,5 \times S)$$

$$= 263,25 \text{ kN} \times (0,5 \times 1,4 \text{ m})$$

$$= 184,275 \text{ kN.m}$$

✓4.2.3.4 Perhitungan Penulangan Pada Girder Tengah

❖ Penulangan Girder pada 1/4 bentang

- *Tulangan Lentur*

$$M_u = 972,417 \text{ kN.m} \quad b = 400 \text{ mm}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa} \quad d' = 50 \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa} \quad d = 850 \text{ mm}$$

$$h = 900 \text{ mm} \quad \phi = 0,8$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{972,417}{0,8} = 1215,521 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{1215,521 \times 10^6}{400 \times 722500} \\ &= 4,20 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \end{aligned}$$

$$= 0,0271$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0271 \\ &= 0,0203\end{aligned}$$

$$M = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18,824$$

$$\begin{aligned}P &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,824 \times 4,20}{400}} \right) \\ &= 0,0118\end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccccccc} \text{Cek nilai } \rho & \rightarrow & \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ & & 0,0035 & < & 0,0118 & < & 0,0203 \end{array}$$

$$\text{Maka diambil } \rho = 0,0118$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0118 \times 400 \times 850 \\ &= 4023,1 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3,14 \times 1024 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{4023,1}{803,84} = 5,004$$

Maka dipakai tulangan lentur 6 D32

✓ Kontrol penampang

$$\begin{array}{rclcl} A_s \text{ perlu} & < & A_s \text{ pasang} & & \\ 4023,1 \text{ mm}^2 & < & 4823,04 \text{ mm}^2 & & \text{OK} \end{array}$$

✓ Kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{b - (2 \times d') - (2 \times D_v) - (n \times D_l)}{n - 1} \\ &= \frac{400 - (2 \times 50) - (2 \times 12) - (3 \times 32)}{3 - 1} \\ &= 90 \text{ mm} > 35 \text{ mm} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

✓ Kontrol kemampuan penampang

$$\begin{aligned} A &= \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{4823,04 \times 400}{0,85 \times 25 \times 400} \\ &= 226,96 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0.85 \times 25 \times 226,96 \times 400 \times \left(850 - \frac{226,96}{2} \right) \end{aligned}$$

$$= 1420899813 \text{ N.mm}$$

$$\begin{array}{rclcl} \text{Mn perlu} & < & \text{Mn pasang} & & \\ 1215521250 \text{ N.mm} & < & 1420899813 \text{ N.mm} & & \text{OK} \end{array}$$

Untuk menjamin agar girder bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned} A_s' &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 400 \times 850 \\ &= 1190 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 1024 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yg diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{1190}{803,84} = 1,48$$

Maka dipakai tulangan lentur 2 D32

– **Tulangan Geser**

V_u	$=$	250381	N	b	$=$	400	mm
f_c'	$=$	25	MPa	d'	$=$	50	mm
f_y	$=$	240	MPa	d	$=$	850	mm
h	$=$	900	mm	ϕ_v	$=$	0,75	

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 400 \times 850 \\
 &= 283333,3 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{b_w \times d}{3} \\
 &= \frac{400 \times 850}{3} \\
 &= 113333,3 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $250381 > 116391$ **Not Ok**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $116391 < 250381 > 232782,1$ **Not Ok**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$
 $232782,1 < 250381 < 317782,1$ **Ok**
4. $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $317782,1 > 250381 < 620752$ **Not Ok**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $620752 > 250381 < 1163910$ **Not Ok**

Didapat perhitungan di atas Kondisi 3 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12 mm

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 2 \times 0.25 \times 3,14 \times 144 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{226.08 \times 240 \times 850}{113333,3} \\ &= 156,9 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 150 mm

– **Tulangan Torsi**

$$\begin{array}{ll} f_c' &= 25 \text{ MPa} & b &= 400 \text{ mm} \\ f_y &= 240 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\ \phi &= 0,75 & d &= 850 \text{ mm} \\ h &= 900 \text{ mm} \end{array}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{263,25}{0,75} = 351 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= h \times b \\ &= 900 \times 400 \end{aligned}$$

$$= 360000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \times (h + b) \\ &= 2 \times (900 + 400) \\ &= 2600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned} T_u &> \frac{\phi \times \sqrt{f_c'}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\ 263250000 &> \frac{0.75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1,296E+11}{2600} \right) \\ 263250000 &> 15576923,08 \quad \text{Perlu tulangan Torsi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\ &= (900 - 2 \times 50) \times (400 - 2 \times 50) \\ &= 240000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\ &= 2 \times (900 - 2 \times 50) + (400 - 2 \times 50) \\ &= 1900 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_o &= 0.85 \times A_{oh} \\ &= 0.85 \times 240000 \\ &= 204000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{A_{vt}}{S} = \frac{T_n}{2 \times A_o \times F_y \times \cot\theta}$$

$$\frac{A_{vt}}{1000} = \frac{351000000}{2 \times 204000 \times 400 \times 1}$$

$$\begin{aligned} A_{vt} &= 2,150 \times 1000 \\ &= 2150 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \times Ph \times \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \times \cot^2\theta \\ &= \frac{2150}{1000} \times 1900 \times \frac{240}{400} \times 1 \\ &= 2451,838 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

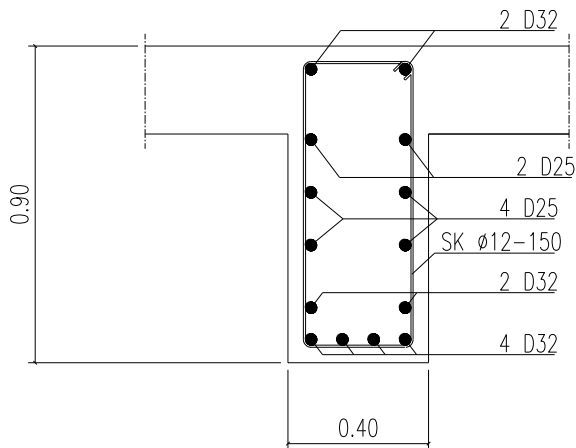
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D 25

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 625 \\ &= 490,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{2451,838}{490,625} = 4,99$$

Maka dipasang tulangan torsi 6 D25



Gambar 4. 15 Sketsa penulangan girder tengah 12 m pada 1/4 bentang

❖ Penulangan Girder pada 1/2 bentang

- Tulangan Lentur

M_u	$=$	1489,123	kN.m	b	$=$	400	mm
f_c'	$=$	25	MPa	d'	$=$	50	mm
f_y	$=$	400	MPa	d	$=$	850	mm
h	$=$	900	mm	ϕ	$=$	0,8	

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1489,123}{0,8} = 1861,40 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2}$$

$$= \frac{1861,40}{\quad \times \quad 10^6}$$

$$= \frac{400}{6,44} \times \frac{722500}{\text{N/mm}^2}$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,0271\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{F_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0271 \\ &= 0,0203\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 25} = 18,824$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,824 \times 6,44}{400}} \right) \\ &= 0,0198\end{aligned}$$

$$\begin{array}{lclclcl} \text{Cek nilai } \rho & \rightarrow & \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ & & 0,0035 & < & 0,0198 & < & 0,0203 \end{array}$$

$$\text{Maka diambil } \rho = 0,0198$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0198 \times 400 \times 850 \\ &= 6727,612 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 1024 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{6727,612}{803,84} = 8,37$$

Maka dipasang tulangan lentur 10 D32

✓ Kontrol luas penampang

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &< A_s \text{ pasang} \\ 6727,612 \text{ mm}^2 &< 8038,4 \text{ mm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

✓ Kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{b - (2 \times d') - (2 \times D_v) - (n \times D_l)}{n - 1} \\ &= \frac{400 - (2 \times 50) - (2 \times 12) - (4 \times 32)}{4 - 1} \\ &= 49,3 \text{ mm} > 35 \text{ mm} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

✓ Kontrol kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\
 &= \frac{8038,4 \times 400}{0,85 \times 25 \times 400} \\
 &= 378,27 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= 0,85 \times f_c' \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,85 \times 25 \times 378,27 \times 400 \times \left(850 - \frac{378,27}{2} \right) \\
 &= 2124906592 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n \text{ perlu} &< M_n \text{ pasang} \\
 1861404375 \text{ N.mm} &< 2124906592 \text{ N.mm} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

Untuk menjamin agar girder bersifat duktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned}
 A_s' &= \rho_{\min} \times b \times d \\
 &= 0,0035 \times 400 \times 850 \\
 &= 1190 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 1024 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yg diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s} = \frac{1190}{803,84} = 1,48$$

As tulangan 803.84

Maka dipakai tulangan lentur 2 D32

- **Tulangan Geser**

V_u	=	98965	N	b	=	400	mm
f_c'	=	25	MPa	d'	=	50	mm
f_y	=	240	MPa	d	=	850	mm
h	=	900	mm	ϕ_v	=	0,75	

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 400 \times 850 \\
 &= 283333,3 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{b_w \times d}{3} \\
 &= \frac{400 \times 850}{3} \\
 &= 113333,3 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $98965 < 106250$ **Ok**

2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $106250 > 98965 < 212500$ **Not Ok**

$$3. \quad \phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$$

$$212500 > 98965 < 297500 \quad \text{Not Ok}$$

$$4. \quad \phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$$

$$297500 > 98965 < 566666,6 \quad \text{Not Ok}$$

$$5. \quad \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$$

$$566666,6 > 98965 < 1062500 \quad \text{Not Ok}$$

Didapat Kondisi 1 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser , tetapi untuk kestabilan struktur pakai tulangan geser praktis

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12 mm

$$A_v = 2 \times 0.25 \times \pi \times D^2$$

$$= 2 \times 0.25 \times 3,14 \times 144$$

$$= 226,08 \text{ mm}^2$$

Jarak antar sengkang

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$= \frac{226,08 \times 240 \times 850}{50508}$$

$$= 263,1 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 250 mm

- **Tulangan Torsi**

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 25 \text{ MPa} & b &= 400 \text{ mm} \\
 f_y &= 240 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\
 \phi &= 0,75 & d &= 850 \text{ mm} \\
 h &= 900 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{263,25}{0.75} = 351 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= h \times b \\
 &= 900 \times 400 \\
 &= 360000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \times (h + b) \\
 &= 2 \times (900 + 400) \\
 &= 2600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned}
 T_u &> \frac{\phi \times \sqrt{f_c'}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\
 263250000 &> \frac{0,75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1,296E+11}{2600} \right) \\
 236925000 &> 15576923,08 \quad \text{Perlu tulangan Torsi}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\
 &= (900 - 2 \times 50) \times (400 - 2 \times 50) \\
 &= 240000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$P_h = 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d')$$

$$\begin{aligned}
 &= 2 \times (900 - 2 \times 50) + (400 - 2 \times 50) \\
 &= 1900 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\
 &= 0,85 \times 240000 \\
 &= 204000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

-

Luas sengkang per torsi

$$\frac{A_{vt}}{1000} = \frac{315000000}{2 \times 204000 \times 400 \times 1}$$

$$\begin{aligned}
 A_{vt} &= 2,150 \times 1000 \\
 &= 2150 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \times Ph \times \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \times \cot^2 \theta \\
 &= \frac{2150}{1000} \times 1900 \times \frac{240}{400} \times 1 \\
 &= 2451,83 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

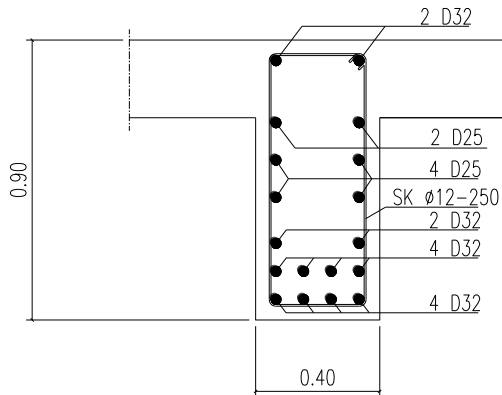
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D 25

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 625 \\
 &= 490,625 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{2451,83}{490,625} = 4,99$$

Maka dipasang tulangan torsi 6 D25



Gambar 4. 16 Sketsa penulangan girder tengah 12 m pada 1/2 bentang

✓4.2.3.5 Kontrol lendutan pada girder tengah

Bentang yang ditinjau $L = 12 \text{ m} = 1200 \text{ cm}$

$$E = 23500 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 400 \times 7,29E+08$$

$$= 2,43E+10$$

– Lendutan ijin

$$\Delta = \frac{L}{800} = \frac{1200}{800} = 1,5 \text{ cm}$$

– Lendutan akibat beban hidup (BGT + BTR)

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5 \times q_{\text{BTR}} \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{1 \times P_{\text{BGT}} \times L^3}{48 \times E \times I} \\ &= \frac{5 \times 12,6 \times 2,0736E+16}{384 \times 23500 \times 2,43E+10} + \frac{1 \times 96040 \times 1,728E+12}{48 \times 23500 \times 2,43E+10} \\ &= 12,01 \text{ mm} \\ &= 1,20 \text{ cm} \end{aligned}$$

– Kontrol

$$\begin{aligned} \delta_{\text{BGT} + \text{BTR}} &< \Delta_{\text{ijin}} \\ 1,20 \text{ cm} &< 1,5 \text{ cm} \end{aligned}$$

✓4.2.4 Perencanaan Girder Tepi bentang 12 m

✓4.2.4.1 Preliminary Design Girder Tepi

Perencanaan dimensi awal untuk girder tengah disesuaikan berdasarkan *RSNI T-12-2004 Pasal 9.2.1* adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} h &\geq 165 + 0,06 \times L \\ &\geq 165 + 0,06 \times 1200 \\ &\geq 885 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka untuk tinggi girder direncanakan 900 mm = 0,9 m

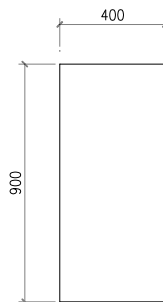
$$B_w = \frac{h}{3} = \frac{900}{3} = 300 \text{ mm}$$

Maka untuk lebar girder direncanakan 400 mm = 0,4 m

✓4.2.4.2 Analisa Pembebanan Girder Tepi

BEBAN MATI

- Beban mati merata
 - a. Berat Sendiri Girder



Gambar 4. 17 Sketsa Girder bentang 12 m

$$\begin{aligned} A &= 0,4 \times 0,9 \\ &= 0,36 \text{ m}^2 \\ q_s &= A \times W_c \\ &= 0,36 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$= 9 \text{ kN/m}$$

- b. Beban Plat Lantai Kendaraan

$$\begin{aligned} q_{\text{plat}} &= t_s \times b \times W_c \\ &= 0,25 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 6,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- c. Beban Trotoar

$$\begin{aligned} q_{\text{asp}} &= t \times b \times W_c \\ &= 0,25 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 6,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- d. Beban Genangan Air Hujan

$$\begin{aligned} q_{\text{air}} &= t \times b \times W_c \\ &= 0,05 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \\ &= 0,49 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- e. Beban Tiang Sandaran

$$\begin{aligned} q_{\text{air}} &= a_p \times W_c \\ &= 0,0424 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 1,06 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- f. Total Beban = $9 + 6,25 + 6,25 + 1,06 + 0,49$
 $= 23,05 \text{ kN/m}$

- Beban mati terpusat

- b. Beban Diafragma

$$\begin{aligned} P_{\text{diaf}} &= h \times b \times l \times W_c \\ &= 0,6 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 4,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

BEBAN HIDUP

Beban Hidup pada girder terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) seperti pada gambar. BTR tergantung pada panjang total L yang dibebani dan dinyatakan dalam rumus sebagai berikut :

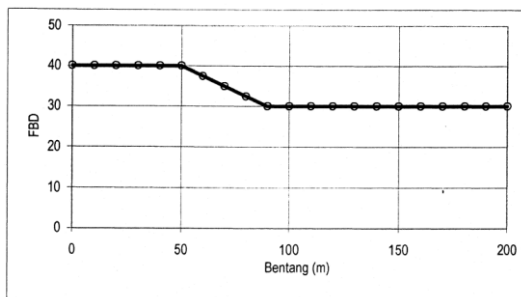
$$q = 9 \text{ kPa untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 9 \times (1 \times 15/L) \text{ kPa untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

Sedangkan untuk BGT mempunyai intensitas :

$$P = 49 \text{ kN/m}$$

Faktor beban dinamis (DLA) untuk BGT diambil sebagai berikut :



Gambar 4. 18 Faktor beban dinamis untuk BGT

Beban terbagi rata , $q = 9 \text{ kPa}$

$$q_{\text{BTR}} = q \times S$$

$$= 9 \times 1,4$$

$$= 12,6 \text{ kN/m}$$

Beban garis terpusat , $P = 49 \text{ kN/m}$

Faktor beban dinamis , $DLA = 0,4$

$$P_{\text{BGT}} = (1 + DLA) \times P \times S$$

$$= (1 + 0,4) \times 49 \times 1,4$$

$$= 96,04 \text{ kN}$$

BEBAN TRUCK

$DLA = 0,3$ (*RSNI T-02-2005 Pasal 6.6*)

$Ku_{TT} = 1,8$ (*RSNI T-02-2005 Tabel 12*)

$Tu = 112,5 \text{ kN}$ (*RSNI T-02-2005 Pasal 6.4.1*)

$P_{truck} = (1 + DLA) \times Tu \times Ku_{TT}$

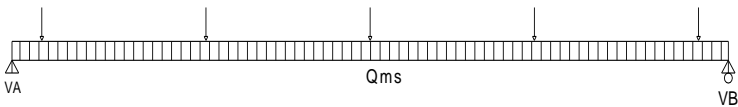
$= (1 + 0,3) \times 112,5 \times 1,8$

$= 263,25 \text{ kN}$

✓4.2.4.3 Perhitungan Gaya Dalam

– Reaksi perletakan pada girder

Akibat beban mati :



Gambar 4. 19 Permodelan beban mati girder tepi 12 m

Beban mati merata , $VA = 0,5 \times q_{DL} \times L$

$= 0,5 \times 23,05 \text{ kN/m} \times 12 \text{ m}$

$= 138,286 \text{ kN}$

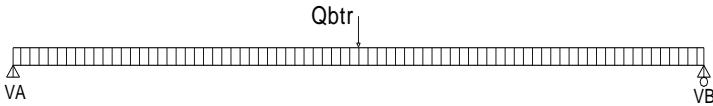
Beban mati terpusat , $VA = 0,5 \times n \text{ diafragma} \times p_{DL}$

$= 0,5 \times 5 \times 4,5 \text{ kN}$

$= 11,25 \text{ kN}$

Total reaksi beban mati = $138,286 \text{ kN} + 11,25 \text{ kN}$

$= 149,535 \text{ kN}$

Akibat beban hidup :**Gambar 4. 20** Permodelan beban hidup girder tepi 12 m

Beban Terbagi Rata , $V_A = 0,5 \times q_{LL} \times L$

$$= 0,5 \times 12,6 \text{ kN/m} \times 12 \text{ m}$$

$$= 75,6 \text{ kN}$$

Beban Garis Terpusat , $V_A = 0,5 \times p_{LL}$

$$= 0,5 \times 96,04 \text{ kN}$$

$$= 48,02 \text{ kN}$$

Total reaksi beban hidup = $75,6 \text{ kN} + 48,02 \text{ kN}$

$$= 123,62 \text{ kN}$$

- Momen dan geser pada $\frac{1}{4}$ bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned} M_{DL} &= (V_A \times 3 \text{ m}) - (P_d \times 2,5 \text{ m}) - (q_{DL} \times 3 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}) \\ &= (149,53 \text{ kN} \times 3 \text{ m}) - (4,5 \text{ kN} \times 2,5 \text{ m}) - (23,05 \text{ kN/m} \times 3 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}) \\ &= 333,643 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{DL} &= V_A - (1 \times P_d) - (q_{DL} \times 3 \text{ m}) \\ &= 149,53 \text{ kN} - (1 \times 4,5 \text{ kN}) - (23,05 \text{ kN/m} \times 6,25 \text{ m}) \\ &= 75,89 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada $\frac{1}{2}$ bentang akibat beban mati

$$\begin{aligned} M_{DL} &= (V_A \times 6 \text{ m}) - (P_d \times 5,5 \text{ m}) - (P_d \times 2,75 \text{ m}) - \\ &\quad (q_{DL} \times 6 \text{ m} \times 3 \text{ m}) \\ &= (149,53 \text{ kN} \times 6 \text{ m}) - (4,5 \text{ kN} \times 5,5 \text{ m}) - (4,5 \text{ kN} \times 2,75 \text{ m}) \\ &\quad - (23,05 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m} \times 3 \text{ m}) \\ &= 445,232 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{DL} &= V_A - (2 \times P_d) - (q_{DL} \times 6 \text{ m}) \\ &= 149,53 \text{ kN} - (2 \times 4,5 \text{ kN}) - (23,05 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m}) \end{aligned}$$

$$= 2,25 \text{ kN}$$

- Momen dan geser pada $\frac{1}{4}$ bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned} M_{LL} &= (V_A \times 3 \text{ m}) - (q_{LL} \times 3 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}) \\ &= (123,62 \text{ kN} \times 3 \text{ m}) - (12,6 \text{ kN/m} \times 3 \text{ m} \times 1,5) \\ &= 314,16 \text{ kN.m} \\ V_{LL} &= V_A - (q_{LL} \times 3 \text{ m}) \\ &= 123,62 \text{ kN} - (12,6 \text{ kN/m} \times 3 \text{ m}) \\ &= 85,82 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen dan geser pada $\frac{1}{2}$ bentang akibat beban hidup

$$\begin{aligned} M_{LL} &= (V_A \times 6 \text{ m}) - (q_{LL} \times 6 \text{ m} \times 3 \text{ m}) \\ &= (123,62 \text{ kN} \times 6 \text{ m}) - (12,6 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m} \times 3 \text{ m}) \\ &= 514,92 \text{ kN.m} \\ V_{LL} &= V_A - (q_{LL} \times 12,5 \text{ m}) \\ &= 123,62 \text{ kN} - (12,6 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m}) \\ &= 48,02 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kombinasi Pembebanan

Pada $\frac{1}{4}$ bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned} M_u &= 1,3 \times M_{DL} + 2 \times M_{LL} \\ &= 1,3 \times 333,643 \text{ kN.m} + 2 \times 314,16 \text{ kN.m} \\ &= 1062,056 \text{ kN.m} \\ V_u &= 1,3 \times V_{DL} + 2 \times V_{LL} \\ &= 1,3 \times 75,89 \text{ kN} + 2 \times 85,82 \text{ kN} \\ &= 270,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pada $\frac{1}{2}$ bentang akibat beban mati dan beban hidup

$$\begin{aligned} M_u &= 1,3 \times M_{DL} + 2 \times M_{LL} \\ &= 1,3 \times 445,23 \text{ kN.m} + 2 \times 514,92 \text{ kN.m} \\ &= 1608,64 \text{ kN.m} \\ V_u &= 1,3 \times V_{DL} + 2 \times V_{LL} \\ &= 1,3 \times 2,25 \text{ kN} + 2 \times 48,02 \text{ kN} \\ &= 98,965 \text{ kN} \end{aligned}$$

Akibat beban truck

$$T_u = P_{\text{truck}}$$

$$= 263,25 \text{ kN}$$

$$M_t = T_u \times (0,5 \times S)$$

$$= 263,25 \text{ kN} \times (0,5 \times 1,4 \text{ m})$$

$$= 184,275 \text{ kN.m}$$

✓4.2.4.4 Perhitungan Penulangan Pada Girder Tengah**❖ Penulangan Girder pada 1/4 bentang****- Tulangan Lentur**

$$M_u = 1062,05 \text{ kN.m} \quad b = 400 \text{ mm}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa} \quad d' = 50 \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa} \quad d = 850 \text{ mm}$$

$$h = 900 \text{ mm} \quad \phi = 0,8$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{1062,05}{0,8} = 1327,57 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{1327,57}{400 \times 722500} \times 10^6 \\ &= 4,59 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \end{aligned}$$

$$= \frac{400}{600 + 400} = 0,0271$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0271 \\ &= 0,0203\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18,824$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,824 \times 4,59}{400}} \right) \\ &= 0,0131\end{aligned}$$

$$\begin{array}{lclclcl} \text{Cek nilai } \rho & \rightarrow & \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ & & 0,0035 & < & 0,0131 & < & 0,0203 \end{array}$$

$$\text{Maka diambil } \rho = 0,0131$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0131 \times 400 \times 850 \\ &= 4453,7 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3,14 \times 1024 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{4023,1}{803,84} = 5,54$$

Maka dipakai tulangan lentur 6 D32

✓ Kontrol penampang

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &< A_s \text{ pasang} \\ 4453,7 \text{ mm}^2 &< 4823,04 \text{ mm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

✓ Kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{b - (2 \times d') - (2 \times D_v) - (n \times D_l)}{n - 1} \\ &= \frac{400 - (2 \times 50) - (2 \times 12) - (3 \times 32)}{3 - 1} \\ &= 90 \text{ mm} > 35 \text{ mm} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

✓ Kontrol kemampuan penampang

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{4823,04 \times 400}{0,85 \times 25 \times 400} \\ &= 226,96 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0.85 \times f_c' \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0.85 \times 25 \times 226,96 \times 400 \times \left(850 - \frac{226,96}{2} \right) \end{aligned}$$

$$= 1420899813 \text{ N.mm}$$

$$\begin{array}{rclcl} \text{Mn perlu} & < & \text{Mn pasang} & & \\ 1327570256 \text{ N.mm} & < & 1420899813 \text{ N.mm} & & \text{OK} \end{array}$$

Untuk menjamin agar girder bersifat daktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned} A_s' &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 400 \times 850 \\ &= 1190 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 1024 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yg diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{1190}{803,84} = 1,48$$

Maka dipakai tulangan lentur 2 D32

– **Tulangan Geser**

V_u	$=$	270300,8	N	b	$=$	400	mm
f_c'	$=$	25	MPa	d'	$=$	50	mm
f_y	$=$	240	MPa	d	$=$	850	mm
h	$=$	900	mm	ϕ_v	$=$	0,75	

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 400 \times 850 \\
 &= 283333,3 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{V_u}{\phi_v} - V_c \\
 &= \frac{270300,8}{0,75} - 283333,3 \\
 &= 77067,76 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{b_w \times d}{3} \\
 &= \frac{400 \times 850}{3} \\
 &= 113333,3 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $270300,8 > 106250$ **Not Ok**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $106250 < 270300,8 > 212500$ **Not Ok**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$
 $212500 < 270300,8 < 297500$ **Ok**

4. $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $297500 > 270300,8 < 566666,7$ **Not Ok**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $566666,7 > 270300,8 < 1062500$ **Not Ok**

Didapat perhitungan di atas Kondisi 3 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12 mm

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 144 \\ &= 226,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{226,08 \times 240 \times 850}{113333,3} \\ &= 156,9 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 150 mm

– **Tulangan Torsi**

f_c'	=	25	MPa	b	=	400	mm
f_y	=	240	MPa	d'	=	50	mm
ϕ	=	0,75		d	=	850	mm
h	=	900	mm				

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{263,25}{0,75} = 351 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= h \times b \\ &= 900 \times 400 \\ &= 360000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \times (h + b) \\ &= 2 \times (900 + 400) \\ &= 2600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned} T_u &> \frac{\phi \times \sqrt{f_c'}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \\ 263250000 &> \frac{0,75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1,296E+11}{2600} \right) \\ 263250000 &> 15576923,08 \quad \text{Perlu tulangan Torsi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\ &= (900 - 2 \times 50) \times (400 - 2 \times 50) \\ &= 240000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\ &= 2 \times (900 - 2 \times 50) + (400 - 2 \times 50) \\ &= 1900 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh}$$

$$= 0.85 \times 240000$$

$$= 204000 \text{ mm}^2$$

Luas sengkang per torsi

$$\frac{A_{vt}}{S} = \frac{T_n}{2 \times A_o \times f_y \times \cot \theta}$$

$$\frac{A_{vt}}{1000} = \frac{351000000}{2 \times 204000 \times 400 \times 1}$$

$$A_{vt} = 2,150 \times 1000$$

$$= 2150 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$A_t = \frac{A_{vt}}{S} \times Ph \times \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \times \cot^2 \theta$$

$$= \frac{2150}{1000} \times 1900 \times \frac{240}{400} \times 1$$

$$= 2451,838 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D 25

$$A_s = 0,25 \times \pi \times D^2$$

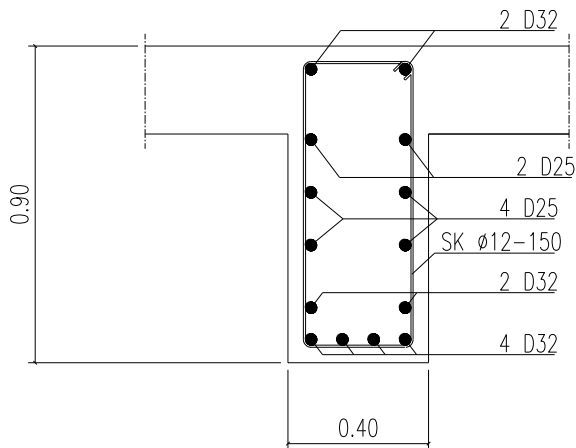
$$= 0,25 \times 3,14 \times 625$$

$$= 490,625 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{2451,838}{490,625} = 4,99$$

Maka dipasang tulangan torsi 6 D25



Gambar 4. 21 Sketsa penulangan girder tepi 12 m pada 1/4 bentang

❖ Penulangan Girder pada 1/2 bentang

- Tulangan Lentur

M_u	$=$	1608,62	kN.m	b	$=$	400	mm
f_c'	$=$	25	MPa	d'	$=$	50	mm
f_y	$=$	400	MPa	d	$=$	850	mm
h	$=$	900	mm	ϕ	$=$	0,8	

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1608,62}{0,8} = 2010,80 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{2010,80}{\text{mm} \times \text{mm}^2} \times 10^6$$

$$= \frac{400}{6,96} \times \frac{722500}{\text{N/mm}^2}$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,0271\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{F_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0271 \\ &= 0,0203\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 25} = 18,824$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,824 \times 6,96}{400}} \right) \\ &= 0,0219\end{aligned}$$

$$\text{Cek nilai } \rho \rightarrow \begin{array}{ccccc} \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ 0,0035 & < & 0,0219 & < & 0,0203 \end{array}$$

$$\text{Maka diambil } \rho_{\max} = 0,0203$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0203 \times 400 \times 850 \\ &= 6908,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 1024 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{6908,9}{803,84} = 8,6$$

Maka dipasang tulangan lentur 10 D32

✓ Kontrol luas penampang

$$\begin{array}{rclcl} A_s \text{ perlu} & < & A_s \text{ pasang} & & \\ 6908,9 \text{ mm}^2 & < & 8038,4 \text{ mm}^2 & & \text{OK} \end{array}$$

✓ Kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{b - (2 \times d') - (2 \times D_v) - (n \times D_l)}{n - 1} \\ &= \frac{400 - (2 \times 50) - (2 \times 12) - (4 \times 32)}{4 - 1} \\ &= 49,3 \text{ mm} > 35 \text{ mm} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

✓ Kontrol kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \text{ pasang} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\
 &= \frac{8038,4 \times 400}{0,85 \times 25 \times 400} \\
 &= 378,27 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= 0,85 \times f_c' \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,85 \times 25 \times 378,27 \times 400 \times \left(850 - \frac{378,27}{2} \right) \\
 &= 2124906592 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n \text{ perlu} &< M_n \text{ pasang} \\
 2010803050 \text{ N.mm} &< 2124906592 \text{ N.mm} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

Untuk menjamin agar girder bersifat duktail, maka harus dipasang tulangan tekan sebesar

$$\begin{aligned}
 A_s' &= \rho_{\min} \times b \times d \\
 &= 0,0035 \times 400 \times 850 \\
 &= 1190 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D32

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 1024 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yg diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{1190}{803.84} = 1,48$$

Maka dipakai tulangan lentur 2 D32

- **Tulangan Geser**

V_u	=	98965	N	b	=	400	mm
f_c'	=	25	MPa	d'	=	50	mm
f_y	=	240	MPa	d	=	850	mm
h	=	900	mm	ϕ_v	=	0,75	

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 400 \times 850 \\ &= 283333,3 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ min}} &= \frac{b_w \times d}{3} \\ &= \frac{400 \times 850}{3} \\ &= 113333,3 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $98965 < 106250$ **Ok**

2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $106250 > 98965 < 212500$ **Not Ok**

$$\begin{array}{rclclcl}
 3. & \phi \times V_c & < & V_u & < & \phi (V_c + V_{s \min}) \\
 & 212500 & > & 98965 & < & 297500
 \end{array}
 \quad \text{Not Ok}$$

$$\begin{array}{rclclcl}
 4. & \phi (V_c + V_{s \min}) & < & V_u & < & \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) \\
 & 297500 & > & 98965 & < & 566666,6
 \end{array}
 \quad \text{Not Ok}$$

$$\begin{array}{rclclcl}
 5. & \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) & < & V_u & < & \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b_w d) \\
 & 566666,6 & > & 98965 & < & 1062500
 \end{array}
 \quad \text{Not Ok}$$

Didapat Kondisi 1 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser, tetapi untuk kestabilan struktur pakai tulangan geser praktis

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12 mm

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 2 \times 0.25 \times 3,14 \times 144 \\
 &= 226,08 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{226,08 \times 240 \times 850}{77067,76} \\
 &= 258,43 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 250 mm

- **Tulangan Torsi**

$$\begin{array}{rclclcl}
 f_c' & = & 25 & \text{MPa} & b & = & 400 & \text{mm} \\
 f_y & = & 240 & \text{MPa} & d' & = & 50 & \text{mm}
 \end{array}$$

$$\phi = 0,75 \qquad d = 850 \text{ mm}$$

$$h = 900 \text{ mm}$$

-

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{263,25}{0,75} = 351 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} A_{cp} &= h \times b \\ &= 900 \times 400 \\ &= 360000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= 2 \times (h + b) \\ &= 2 \times (900 + 400) \\ &= 2600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Cek syarat tulangan torsi

$$\begin{aligned} T_u &> \frac{\phi \times \sqrt{f_c'} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)}{12} \\ 263250000 &> \frac{0,75 \times \sqrt{25}}{12} \times \left(\frac{1,296E+11}{2600} \right) \\ 236925000 &> 15576923,08 \quad \text{Perlu tulangan Torsi} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (h - 2 \times d') \times (b - 2 \times d') \\ &= (900 - 2 \times 50) \times (400 - 2 \times 50) \\ &= 240000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \times (h - 2 \times d') + (b - 2 \times d') \\ &= 2 \times (900 - 2 \times 50) + (400 - 2 \times 50) \\ &= 1900 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 \times A_{oh} \\
 &= 0,85 \times 240000 \\
 &= 204000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

-

Luas sengkang per torsi

$$\frac{A_{vt}}{1000} = \frac{315000000}{2 \times 204000 \times 400 \times 1}$$

$$\begin{aligned}
 A_{vt} &= 2,150 \times 1000 \\
 &= 2150 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan torsi yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \times \phi_h \times \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \times \cot^2 \theta \\
 &= \frac{2150}{1000} \times 1900 \times \frac{240}{400} \times 1 \\
 &= 2451,83 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

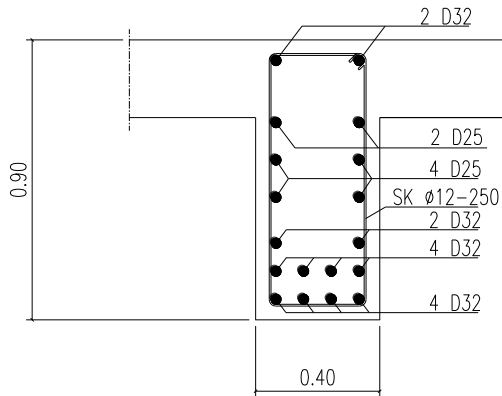
Direncanakan tulangan torsi dengan diameter D 25

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 625 \\
 &= 490,625 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{2451,83}{490,625} = 4,99$$

Maka dipasang tulangan torsi 6 D25



Gambar 4. 22 Sketsa penulangan girder tepi 12 m pada 1/2 bentang

✓4.2.4.5 Kontrol lendutan pada girder tepi

Bentang yang ditinjau $L = 12 \text{ m} = 1200 \text{ cm}$

$$E = 23500 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 400 \times 7,29\text{E}+08$$

$$= 2,43\text{E}+10$$

– Lendutan ijin

$$\Delta = \frac{L}{800} = \frac{1200}{800} = 1,5 \text{ cm}$$

– Lendutan akibat beban hidup (BGT + BTR)

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5 \times q_{\text{BTR}} \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{1 \times P_{\text{BGT}} \times L^3}{48 \times E \times I} \\ &= \frac{5 \times 12,6 \times 2,0736\text{E}+16}{384 \times 23500 \times 2,43\text{E}+10} + \frac{1 \times 96040 \times 1,728\text{E}+12}{48 \times 23500 \times 2,43\text{E}+10} \\ &= 12,01 \text{ mm} \\ &= 1,20 \text{ cm} \end{aligned}$$

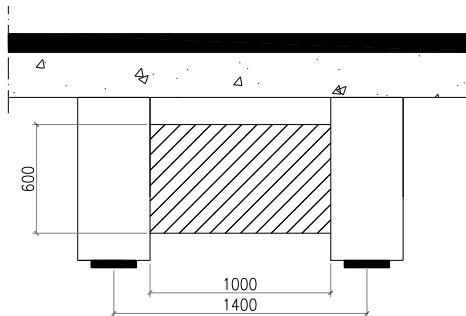
– Kontrol

$$\begin{aligned} \delta_{\text{BGT} + \text{BTR}} &< \Delta_{\text{ijin}} \\ 1,20 \text{ cm} &< 1,5 \text{ cm} \end{aligned}$$

✓4.2.5 Perencanaan Diafragma

✓4.2.5.1 Preliminary Desain Diafragma

Diafragma pada jembatan berfungsi untuk membantu girder menahan torsi dan lendutan yang terjadi pada girder jembatan. Diafragma tidak di desain ikut menahan pelat lantai.



Gambar 4. 23 Preliminray desain diafragma

Data perencanaan :

Panjang diafragma (L)= 1000 mm

Tinggi diafragma (H)= 600 mm

Lebar diafragma (B)= 300 mm

✓4.2.5.2 Analisa Pembebanan Diafragma

Gaya atau beban yang bekerja pada diafragma adalah beban mati (berat sendiri), beban akibat lendutan pada girder. Pada perhitungan beban akibat lendutan girder diambil kondisi paling kritis, yaitu saat salah satu dari girder terbebani kendaraan sehingga salah satu girder yang ditopangi diafragma melendut.

Sesuai dengan perhitungan lendutan pada girder jembatan berupa Δ (deformasi pada diafragma akibat lendutan girder), lendutan dipilih lendutan ijin maksimum

❖ **Beban Sendiri Diafragma**

$$\begin{aligned}
 q_s &= H \times B \times L \times Wc \\
 &= 0.6 \times 0.3 \times 1 \times 25 \\
 &= 4,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

❖ **Beban Diafragma akibat lendutan Girder**

$$\Delta = \frac{L}{800} = \frac{1200}{800} = 1,5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 E &= 4700 \times \sqrt{f_c'} \\
 &= 4700 \times 5 \\
 &= 23500 \text{ MPa} = 23500000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 0.3 \times 0,216 \\
 &= 0.0054 \text{ m}
 \end{aligned}$$

✓ **4.2.5.3 Perhitungan Gaya Dalam**

– Momen akibat beban sendiri

$$\begin{aligned}
 M &= \frac{1}{12} \times q_s \times L^2 \\
 &= 0,375 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

– Momen akibat beban lendutan girder

$$\begin{aligned}
 M_{\text{total}} &= \frac{6 \times E \times I \times \Delta}{L^2} \\
 &= \frac{6 \times 23500000 \times 0.0054 \times 0,015}{144} \\
 &= 79,3125 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi momen akibat beban sendiri dan lendutan

$$M_u = 79,3125 + 0,375 = 79,687 \text{ kN.m}$$

✓4.2.5.4 Perhitungan Penulangan Diafragma

- Tulangan Lentur

M_u	$=$	79,687	kN.m	b	$=$	300	mm
f_c'	$=$	25	MPa	d'	$=$	30	mm
f_y	$=$	400	MPa	d	$=$	570	mm
h	$=$	600	mm	ϕ	$=$	0.8	

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{79,687}{0.8} = 99,6 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2}$$

$$= \frac{99,6}{300 \times 324900} \times 10^6$$

$$= 1,021 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0.85 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0.0270$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.0270$$

$$= 0.0202$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{18.824} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 1,201}{400}} \right)$$

$$= 0.0026$$

Cek nilai $\rho \rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

$$0.0035 > 0.0026 < 0.0203$$

Maka diambil $\rho_{\min} = 0.0035$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0.0035 \times 300 \times 570$$

$$= 598,5 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D16

$$A_s = 0.25 \times \pi \times D^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times 256$$

$$= 200.96 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{598,5}{200.96} = 2,97$$

Maka dipasang tulangan lentur 4 D16

– **Tulangan Tekan**

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 300 \times 570 \\ &= 598,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D16

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\ &= 200.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jumlah tulangan yg diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{598,5}{200.96} = 2,97$$

Maka dipakai tulangan lentur 4 D16

– **Tulangan Geser**

V_u	=	2925	N	b	=	300	mm
f_c'	=	25	MPa	d'	=	30	mm
f_y	=	240	MPa	d	=	570	mm
h	=	600	Mm	ϕ_v	=	0.75	

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 300 \times 570 \\
 &= 142500 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{b_w \times d}{3} \\
 &= \frac{300 \times 570}{3} \\
 &= 57000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $2925 < 53437,5$ **Ok**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $53437,5 > 2925 < 106875$ **Not Ok**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$
 $106875 > 2925 < 149625$ **Not Ok**
4. $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $149625 > 2925 < 285000$ **Not Ok**

$$5. \quad \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$$

$$285000 > 2925 < 534375 \quad \text{Not Ok}$$

Didapat perhitungan di atas Kondisi 4 memenuhi syarat maka perlu tulangan geser

Direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø12 mm

$$A_v = 2 \times 0.25 \times \pi \times D^2$$

$$= 2 \times 0.25 \times 3.14 \times 144$$

$$= 226.08 \text{ mm}^2$$

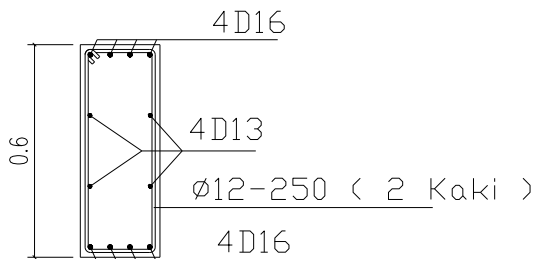
Jarak antar sengkang

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$= \frac{226.08 \times 240 \times 570}{57000}$$

$$= 542.592 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø12 – 250 mm



Gambar 4. 24 Sketsa penulangan diafragma

Gambar 4.26 Tampak memanjang girder

4.3.2 Material

4.2.2.1 Beton

- Mutu Beton

Dalam mendesain gelagar yang memakai sistem beton pratekan diharuskan menggunakan beton mutu tinggi.

Tabel 4.2 Mutu beton girder dan plat umur 28 hari.

ELEMENT	GELAGAR	PLAT LANTAI KEND.
MUTU BETON	K-800	K-300
Kuat Tekan Beton f_c' (Mpa)	66.4	24.9

4.2.2.2 Kabel Baja Prategang

Beton pratekan adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi sampai batas tertentu tegangan yang terjadi akibat beban eksternal atau bias didefinisikan juga sebagai beton yang diberi tegangan terlebih dahulu untuk mengantisipasi beban yang akan bekerja. Beton prategang mengkombinasikan beton berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan cara "aktif". Hal ini dicapai dengan cara menarik baja tersebut dan menahannya ke beton, jadi membuat beton dalam keadaan tertekan. Kombinasi aktif ini menghasilkan perilaku yang lebih baik dari kedua bahan tersebut. (Lin T.Y dan NED H Burns, "Desain Struktur Beton Prategang" Jilid 1 hal. 11, Erlangga: Jakarta 1996).

Baja mutu tinggi merupakan bahan yang digunakan untuk menghasilkan gaya prategang dan mensuplai gaya tarik pada beton prategang. Dalam proyek akhir ini, baja mutu tinggi untuk menghasilkan sistem prategang yaitu dengan menggunakan :

"Uncoated seven wire stress strand relieved for prestressed concrete" (ASTM A 416 Grade 270) produksi PT. VSL

Dengan spesifikasi bahan sebagai berikut :

- Diameter kabel prestress= 12,7 mm

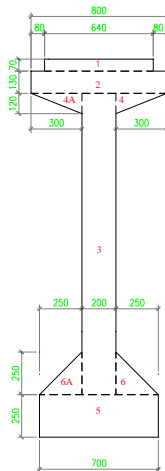
- Luas nominal strand (A_{ps})= 98,71 mm²
- Kekuatan putus (F_{pu})= 183,7 kN
- Batas kekuatan Tarik= 1860 Mpa
- Modulus elastisitas (E_s)= 190.000 Mpa

Baja tulangan

- Diameter tulangan= 16 mm
- Luas penampang= 201,06 mm²
- Modulus elastisitas= 210000 MPa
- Tegangan Leleh (f_y)= 400 MPa

4.4 Analisa Penampang

4.4.1 Analisa Penampang Lapangan Sebelum Komposit



Gambar 4.27 Penampang lapangan sebelum komposit

- Mencari garis netral penampang lapangan atau cgc penampang sebelum komposit

Tabel 4.3 Perhitungan letak titik berat penampang sebelum komposit

Zona	Luas (A)	Jarak titik berat ke sisi bawah beton (d)	Luas x Jarak (A x d)
	mm ²		
1	44800	2185	97888000
2	104000	2085	216840000
3	354000	1135	401790000
4	18000	1980	35640000
4A	18000	1980	35640000
5	175000	125	21875000
6	31250	333.33	10416562.5
6A	31250	333.33	10416562.5
776300		830506125	

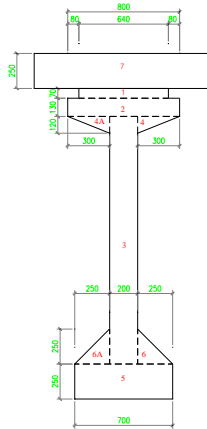
$Y_b = 1069,826$ mm, dari sisi bawah beton.

- Mencari momen inersia penampang lapangan sebelum komposit

Tabel 4.4 Perhitungan letak titik berat penampang sebelum komposit

zona	luas	Y	$A \times Y^2$	ix	lx
	mm ²	mm	mm ⁴	mm ⁴	$(A \times Y^2) + ix$ (mm ⁴)
1	44800	1115.17	55713838755	18293333.33	55732132089
2	104000	1015.17	1.0718E+11	146466666.7	1.07327E+11
3	354000	65.17	1503656238	92420550000	93924206238
4	18000	910.17	14911492293	14400000	14925892293
4a	18000	910.17	14911492293	14400000	14925892293
5	175000	944.83	1.56222E+11	911458333.3	1.57133E+11
6	31250	736.50	16950835618	108506944.4	17059342563
6a	31250	736.50	16950835618	108506944.4	17059342563
					4.78087E+11

4.4.2 Analisa Penampang Lapangan Setelah Komposit



Gambar 4.28 Penampang lapangan setelah komposit

- Mencari garis netral penampang lapangan atau cgc penampang setelah komposit

Tabel 4.5 Perhitungan letak titik berat penampang setelah komposit

Zona	Luas (A)	Jarak titik berat ke sisi bawah beton (d)	Luas x Jarak (A x d)
	mm ²		
1	44800	2185	97888000
2	104000	2085	216840000
3	354000	1135	401790000
4	18000	1980	35640000
4A	18000	1980	35640000
5	175000	125	21875000
6	31250	333.33	10416562.5
6A	31250	333.33	10416562.5
7	462500	2345	1084562500
1238800			1915068625

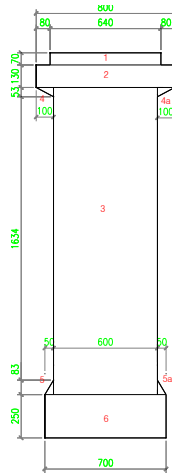
$Y_b = 1545,90$ mm, dari sisi bawah beton.

- Mencari momen inersia penampang lapangan setelah komposit

Tabel 4.6 Perhitungan letak titik berat penampang setelah komposit

zona	luas	Y	$A \times Y^2$	ix	lx
	mm ²	mm	mm ⁴	mm ⁴	$(A \times Y^2) + ix$ (mm ⁴)
1	44800	639.09	1.83E+10	18293333	18316443860
2	104000	539.09	3.02E+10	1.46E+08	30371165475
3	354000	410.91	5.98E+10	9.24E+10	1.52191E+11
4	18000	434.09	3.39E+09	43200000	3435073381
4a	18000	434.09	3.39E+09	43200000	3435073381
5	175000	1420.91	3.53E+11	9.11E+08	3.54232E+11
6	31250	1212.58	4.59E+10	1.09E+08	46056665965
6a	31250	1212.58	4.59E+10	1.09E+08	46056665965
7	462500	799.0938	2.95E+11	2.41E+09	2.97739E+11
					9.51833E+11

4.4.3 Analisa Penampang Bagian Tumpuan Sebelum Komposit



Gambar 4.29 Penampang tumpuan sebelum komposit

- Mencari garis netral penampang tumpuan atau cgc penampang sebelum komposit

Tabel 4.7 Perhitungan letak titik berat penampang sebelum komposit

Zona	Luas (A)	Jarak titik berat ke sisi bawah beton (d)	Luas x Jarak (A x d)
	mm ²		
1	44800	2185	97888000
2	104000	2085	216840000
3	1062000	1135	1205370000
4	2650	2002.4	5306360
4A	2650	2002.4	5306360
5	2075	277.6	576020
5a	2075	277.6	576020
6	175000	125	21875000
1395250		1553737760	

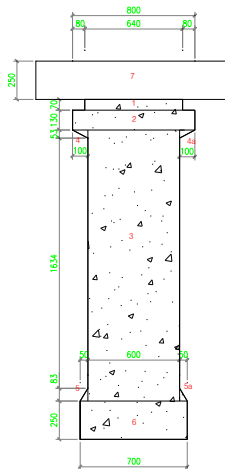
$Y_b = 1113,59$ mm, dari sisi bawah beton.

- Mencari momen inersia penampang tumpuan sebelum komposit

Tabel 4.8 Perhitungan letak titik berat penampang sebelum komposit

zona	luas	Y	A x Y ²	ix	lx
	mm ²	mm	mm ⁴	mm ⁴	(A x Y ²) + ix (mm ⁴)
1	44800	1071.409	5.14E+10	18293333	51444991615
2	104000	971.4091	9.81E+10	1.46E+08	98284564959
3	1062000	21.40906	4.87E+08	2.77E+11	2.77748E+11
4	2650	888.8091	2.09E+09	413547.2	2093864639
4a	2650	888.8091	2.09E+09	413547.2	2093864639
5	2075	835.9909	1.45E+09	794148.6	1450971918
5a	2075	835.9909	1.45E+09	794148.6	1450971918
6	175000	988.5909	1.71E+11	9.11E+08	1.71941E+11
					6.06509E+11

4.4.4 Analisa Penampang Bagian Tumpuan Setelah Komposit



Gambar 4.30 Penampang tumpuan setelah komposit

- Mencari garis netral penampang tumpuan atau cgc penampang setelah komposit

Tabel 4.9 Perhitungan letak titik berat penampang setelah komposit

Zona	Luas (A)	Jarak titik berat ke sisi bawah beton (d)	Luas x Jarak (A x d)
	mm ²		
1	44800	2185	97888000
2	104000	2085	216840000
3	1062000	1135	1205370000
4	2650	2002.4	5306360
4A	2650	2002.4	5306360
5	2075	277.6	576020
5A	2075	277.6	576020
6	175000	125	21875000
7	462500	2345	1084562500
	1857750		2638300260

$Y_b = 1420,16$ mm, dari sisi bawah beton.

- Mencari momen inersia penampang tumpuan setelah komposit

Tabel 4.10 Perhitungan letak titik berat penampang setelah komposit

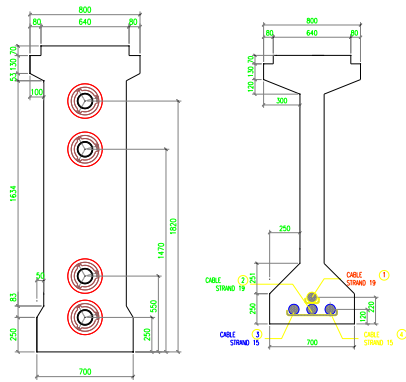
zona	luas	Y	$A \times Y^2$	i_x	I_x
	mm^2	mm	mm^4	mm^4	$(A \times Y^2) + i_x$ (mm^4)
1	44800	764.8411	2.62E+10	18293333	26225480480
2	104000	664.8411	4.6E+10	1.46E+08	46115885516
3	1062000	285.1589	8.64E+10	2.77E+11	3.63619E+11
4	2650	582.2411	8.98E+08	413547.2	898775892.8
4a	2650	582.2411	8.98E+08	413547.2	898775892.8
5	2075	1142.559	2.71E+09	794148.6	2709584054
5A	2075	1142.559	2.71E+09	794148.6	2709584054
6	175000	1295.159	2.94E+11	9.11E+08	2.94463E+11
7	462500	924.8411	3.96E+11	2.41E+09	3.97999E+11
					1.13564E+12

4.4.5 Menentukan Banyaknya Kabel Strand

Dalam Proyek Akhir ini, Baja mutu tinggi untuk menghasilkan sistem Prategang yaitu dengan menggunakan :
“Uncoated Seven Wire Stress Strand Relieved for Prestressed Concrete” (ASTM A 416 Grade 270) Produksi PT. VSL

Tabel 4.11 Perhitungan jumlah strand

tendon	NOS	Aps total	Jacking Forces	Fo
		mm ²	UTS	N
1	19	1875.49	70%	2443210
2	19	1875.49	70%	2443210
3	15	1480.65	70%	1928850
4	15	1480.65	70%	1928850
6712.28			8744120	



Gambar 4.31 Posisi kabel prategang

Tabel 4.12 Garis persamaan tendon

Nomor Tendon	a	b	c	$y_i = ax^2 + bx + c$
tendon 1	2,56	-128	1820	$y = 2,56 x^2 - 128x + 1820$
tendon 2	2,16	-108	1470	$y = 2,16 x^2 - 108x + 1470$
tendon 3	0,688	-34,4	550	$y = 0,688 x^2 - 34,4x + 550$
tendon 4	0,208	-10,4	250	$y = 0,208 x^2 - 10,4x + 250$

Tabel 4.13 Tata letak tendon sebelum komposit

section	tendon 1	tendon 2	tendon 3	tendon 4
m	mm	mm	mm	mm
0	1820.00	1470.00	550.00	250.00
1	1694.56	1364.16	516.29	239.81
2	1574.24	1262.64	483.95	230.03
3	1459.04	1165.44	452.99	220.67
4	1348.96	1072.56	423.41	211.73
5	1244.00	984.00	395.20	203.20
6	1144.16	899.76	368.37	195.09
7	1049.44	819.84	342.91	187.39
8	959.84	744.24	318.83	180.11
9	875.36	672.96	296.13	173.25
10	796.00	606.00	274.80	166.80
11	721.76	543.36	254.85	160.77
12	652.64	485.04	236.27	155.15
13	588.64	431.04	219.07	149.95
14	529.76	381.36	203.25	145.17
15	476.00	336.00	188.80	140.80
16	427.36	294.96	175.73	136.85
17	383.84	258.24	164.03	133.31
18	345.44	225.84	153.71	130.19
19	312.16	197.76	144.77	127.49
20	284.00	174.00	137.20	125.20

section	tendon 1	tendon 2	tendon 3	tendon 4
m	mm	mm	mm	mm
22	243.04	139.44	126.19	121.87
23	230.24	128.64	122.75	120.83
24	222.56	122.16	120.69	120.21
25	220.00	120.00	120.00	120.00
26	222.56	122.16	120.69	120.21
27	230.24	128.64	122.75	120.83
28	243.04	139.44	126.19	121.87
29	260.96	154.56	131.01	123.33
30	284.00	174.00	137.20	125.20
31	312.16	197.76	144.77	127.49
32	345.44	225.84	153.71	130.19
33	383.84	258.24	164.03	133.31
34	427.36	294.96	175.73	136.85
35	476.00	336.00	188.80	140.80
36	529.76	381.36	203.25	145.17
37	588.64	431.04	219.07	149.95
38	652.64	485.04	236.27	155.15
39	721.76	543.36	254.85	160.77
40	796.00	606.00	274.80	166.80
41	875.36	672.96	296.13	173.25
42	959.84	744.24	318.83	180.11
43	1049.44	819.84	342.91	187.39
44	1144.16	899.76	368.37	195.09
45	1244.00	984.00	395.20	203.20
46	1348.96	1072.56	423.41	211.73
47	1459.04	1165.44	452.99	220.67
48	1574.24	1262.64	483.95	230.03
49	1694.56	1364.16	516.29	239.81
50	1820.00	1470.00	550.00	250.00

Tabel 4.14 Rekapitulasi momen inersia sebelum komposit

section	Ya	Yb	Momen Inersia
m	mm	mm	mm ⁴
0	1106.41	1113.59	6.06509E+11
1	1106.41	1113.59	6.065087E+11
2	1106.41	1113.59	6.06509E+11
3	1106.41	1113.59	6.06509E+11
4	1150.17	1069.83	4.78087E+11
5	1150.17	1069.83	4.78087E+11
6	1150.17	1069.83	4.78087E+11
7	1150.17	1069.83	4.78087E+11
8	1150.17	1069.83	4.78087E+11
9	1150.17	1069.83	4.78087E+11
10	1150.17	1069.83	4.78087E+11
11	1150.17	1069.83	4.78087E+11
12	1150.17	1069.83	4.78087E+11
13	1150.17	1069.83	4.78087E+11
14	1150.17	1069.83	4.78087E+11
15	1150.17	1069.83	4.78087E+11
16	1150.17	1069.83	4.78087E+11
17	1150.17	1069.83	4.78087E+11
18	1150.17	1069.83	4.78087E+11
19	1150.17	1069.83	4.78087E+11
20	1150.17	1069.83	4.78087E+11
21	1150.17	1069.83	4.78087E+11
22	1150.17	1069.83	4.78087E+11
23	1150.17	1069.83	4.78087E+11
24	1150.17	1069.83	4.78087E+11

section	Ya	Yb	Momen Inersia
m	mm	mm	mm ⁴
26	1150.17	1069.83	4.78087E+11
27	1150.17	1069.83	4.78087E+11
28	1150.17	1069.83	4.78087E+11
29	1150.17	1069.83	4.78087E+11
30	1150.17	1069.83	4.78087E+11
31	1150.17	1069.83	4.78087E+11
32	1150.17	1069.83	4.78087E+11
33	1150.17	1069.83	4.78087E+11
34	1150.17	1069.83	4.78087E+11
35	1150.17	1069.83	4.78087E+11
36	1150.17	1069.83	4.78087E+11
37	1150.17	1069.83	4.78087E+11
38	1150.17	1069.83	4.78087E+11
39	1150.17	1069.83	4.78087E+11
40	1150.17	1069.83	4.78087E+11
41	1150.17	1069.83	4.78087E+11
42	1150.17	1069.83	4.78087E+11
43	1150.17	1069.83	4.78087E+11
44	1150.17	1069.83	4.78087E+11
45	1150.17	1069.83	4.78087E+11
46	1150.17	1069.83	4.78087E+11
47	1150.17	1069.83	4.78087E+11
48	1106.41	1113.59	6.06509E+11
49	1106.41	1113.59	6.06509E+11
50	1106.41	1113.59	6.06509E+11

Tabel 4.15 posisi tendon terhadap cgc sebelum komposit

section	tendon 1	tendon 2	tendon 3	tendon 4
m	mm	mm	mm	mm
0	706.41	356.41	-563.59	-863.59
1	580.97	250.57	-597.30	-868.69
2	460.65	149.05	-629.64	-873.57
3	345.45	51.85	-660.60	-878.25
4	235.37	-41.03	-690.18	-882.73
5	130.41	-129.59	-718.39	-886.99
6	74.33	-170.07	-701.46	-847.28
7	-20.39	-249.99	-726.91	-851.13
8	-109.99	-325.59	-750.99	-854.77
9	-194.47	-396.87	-773.70	-858.20
10	-273.83	-463.83	-795.03	-861.43
11	-348.07	-526.47	-814.98	-864.44
12	-417.19	-584.79	-833.55	-867.25
13	-481.19	-638.79	-850.75	-869.85
14	-540.07	-688.47	-866.58	-872.24
15	-593.83	-733.83	-881.03	-874.43
16	-642.47	-774.87	-894.10	-876.40
17	-685.99	-811.59	-905.79	-878.17
18	-724.39	-843.99	-916.11	-879.73
19	-757.67	-872.07	-925.06	-881.08
20	-785.83	-895.83	-932.63	-882.23
21	-808.87	-915.27	-938.82	-883.16

section	tendon 1	tendon 2	tendon 3	tendon 4
m	mm	mm	mm	mm
23	-839.59	-941.19	-947.07	-884.41
24	-847.27	-947.67	-949.14	-884.72
25	-849.83	-949.83	-949.83	-884.83
26	-847.27	-947.67	-949.14	-884.72
27	-839.59	-941.19	-947.07	-884.41
28	-826.79	-930.39	-943.63	-883.89
29	-808.87	-915.27	-938.82	-883.16
30	-785.83	-895.83	-932.63	-882.23
31	-757.67	-872.07	-925.06	-881.08
32	-724.39	-843.99	-916.11	-879.73
33	-685.99	-811.59	-905.79	-878.17
34	-642.47	-774.87	-894.10	-876.40
35	-593.83	-733.83	-881.03	-874.43
36	-540.07	-688.47	-866.58	-872.24
37	-481.19	-638.79	-850.75	-869.85
38	-417.19	-584.79	-833.55	-867.25
39	-348.07	-526.47	-814.98	-864.44
40	-273.83	-463.83	-795.03	-861.43
41	-194.47	-396.87	-773.70	-858.20
42	-109.99	-325.59	-750.99	-854.77
43	-20.39	-249.99	-726.91	-851.13
44	74.33	-170.07	-701.46	-847.28
45	130.41	-129.59	-718.39	-886.99

46	235.37	-41.03	-690.18	-882.73
47	345.45	51.85	-660.60	-878.25
48	460.65	149.05	-629.64	-873.57
49	580.97	250.57	-597.30	-868.69
50	706.41	356.41	-563.59	-863.59

Eksentrisitas (e) terhadap c.g.c sebelum komposit

$$e = \frac{F1 \times y1 + F2 \times y2 + F3 \times y3 + F4 \times y4}{F1 + F2 + F3 + F4}$$

Tabel 4.16 Eksentrisitas (e) terhadap c.g.c sebelum komposit

section	e
m	mm
0	-17.86
1	91.04
2	161.23
3	228.44
4	292.67
5	353.90
6	368.38
7	423.64
8	475.92
9	525.20
10	571.50
11	614.82

section	e
m	mm
13	692.48
14	726.83
15	758.19
16	786.57
17	811.96
18	834.36
19	853.78
20	870.21
21	883.65
22	894.11
23	901.57
24	906.05
25	907.55
26	906.05
27	901.57
28	894.11
29	883.65
30	870.21
31	853.78
32	834.36
33	811.96
34	786.57
35	758.19

section	e
m	mm
37	692.48
38	655.14
39	614.82
40	571.50
41	525.20
42	475.92
43	423.64
44	368.38
45	353.90
46	292.67
47	228.44
48	161.23
49	91.04
50	-17.86

Tabel 4.17 Momen akibat berat sendiri girder

Section	Momen
m	kN/m
0	0
1	854.59
2	1674.30
3	2459.13
4	1785.49
5	2183.34
6	2561.79
7	2920.83
8	3260.46
9	3580.68
10	3881.50
11	4162.91
12	4424.91
13	4667.50
14	4890.69
15	5094.47
16	5278.84
17	5443.80
18	5589.36
19	5715.51
20	5822.25
21	5909.58
22	5977.51

Section	Momen
m	kN/m
24	6055.14
25	6064.84
26	6055.14
27	6026.03
28	5977.51
29	5909.58
30	5822.25
31	5715.51
32	5589.36
33	5443.80
34	5278.84
35	5094.47
36	4890.69
37	4667.50
38	4424.91
39	4162.91
40	3881.50
41	3580.68
42	3260.46
43	2920.83
44	2561.79
45	2183.34
46	1785.49
47	1368.23

Section	Momen
m	kN/m
49	854.59
50	0.00

4.5 Perhitungan Tegangan Gelagar

4.5.1 Perhitungan Tegangan Gelagar Fase Awal

4.5.1.1 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang Jangka Pendek

Kabel prategang yang ditarik saat pekerjaan stressing akan menegang sesuai dengan besarnya gaya yang diberikan, akan tetapi besar gaya yang terjadi tidak sebesar yang terbaca pada Dial alat Hidrolic dan tidak tetap, karena tegangan kabel akan berkurang akibat kehilangan gaya prategang jangka pendek dan jangka panjang. Kehilangan gaya prategang jangka pendek disebabkan oleh :

- Slip pada angkur
- Gesekan kabel (efek kelengkungan tendon)
- Perpendekan elastis beton

Perhitungan Kehilangan Fase Awal

1. Perhitungan kehilangan gaya prategang akibat slip angkur.

Tabel 4.18 Kehilangan gaya prategang akibat slip angkur.

section	tendon 1	tendon 2	tendon 3	tendon 4
m	F	F	F	F
0	2443210	2443210	1928850	1928850
1	2440840.318	2440840.318	1927373.052	1927373.052
2	2438470.637	2438470.637	1925896.103	1925896.103
3	2436100.955	2436100.955	1924419.155	1924419.155
4	2433731.274	2433731.274	1922942.207	1922942.207
5	2431361.592	2431361.592	1921465.258	1921465.258

section	tendon 1	tendon 2	tendon 3	tendon 4
m	F	F	F	F
7	2426622.229	2426622.229	1918511.361	1918511.361
8	2424252.547	2424252.547	1917034.413	1917034.413
9	2421882.865	2421882.865	1915557.465	1915557.465
10	2419513.184	2419513.184	1914080.516	1914080.516
11	2417143.502	2417143.502	1912603.568	1912603.568
12	2414773.821	2414773.821	1911126.62	1911126.62
13	2412404.139	2412404.139	1909649.671	1909649.671
14	2410034.457	2410034.457	1908172.723	1908172.723
15	2407664.776	2407664.776	1906695.774	1906695.774
16	2405295.094	2405295.094	1905218.826	1905218.826
17	2402925.413	2402925.413	1903741.878	1903741.878
18	2400555.731	2400555.731	1902264.929	1902264.929
19	2398186.049	2398186.049	1900787.981	1900787.981
20	2395816.368	2395816.368	1899311.033	1899311.033
21	2393446.686	2393446.686	1897834.084	1897834.084
22	2391077.004	2391077.004	1896357.136	1896357.136
23	2388707.323	2388707.323	1894880.187	1894880.187
24	2386337.641	2386337.641	1893403.239	1893403.239
25	2383967.96	2383967.96	1891926.291	1891926.291
26	2381598.278	2381598.278	1890449.342	1890449.342
27	2379228.596	2379228.596	1888972.394	1888972.394
28	2376858.915	2376858.915	1887495.446	1887495.446
29	2374489.233	2374489.233	1886018.497	1886018.497
30	2372119.552	2372119.552	1884541.549	1884541.549
31	2369749.87	2369749.87	1883064.6	1883064.6
32	2367380.188	2367380.188	1881587.652	1881587.652
33	2365010.507	2365010.507	1880110.704	1880110.704
34	2362640.825	2362640.825	1878633.755	1878633.755
35	2360271.143	2360271.143	1877156.807	1877156.807
36	2357901.462	2357901.462	1875679.859	1875679.859
37	2355531.78	2355531.78	1874202.91	1874202.91

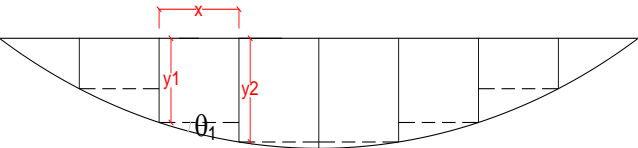
section	tendon 1	tendon 2	tendon 3	tendon 4
m	F	F	F	F
39	2350792.417	2350792.417	1871249.013	1871249.013
40	2348422.735	2348422.735	1869772.065	1869772.065
41	2346053.054	2346053.054	1868295.117	1868295.117
42	2343683.372	2343683.372	1866818.168	1866818.168
43	2341313.691	2341313.691	1865341.22	1865341.22
44	2338944.009	2338944.009	1863864.272	1863864.272
45	2336574.327	2336574.327	1862387.323	1862387.323
46	2334204.646	2334204.646	1860910.375	1860910.375
47	2331834.964	2331834.964	1859433.426	1859433.426
48	2329465.282	2329465.282	1857956.478	1857956.478
49	2327095.601	2327095.601	1856479.53	1856479.53
50	2324725.919	2324725.919	1855002.581	1855002.581

2. Perhitungan kehilangan gaya prategang akibat gesekan kabel
 Pada saat dilakukan Stressing (Penarikan kabel prategang) dengan menggunakan Dongkrak Jack Hidrolic. Kabel prategang mengalami kehilangan sebagian gaya Prategang yang diakibatkan oleh gesekan kabel dan efek kelengkungan tendon, sehingga tegangan yang ada pada tendon atau kabel prategang menjadi akan lebih kecil dari pada bacaan pada alat pressure gauge Sehingga perlu dihitung besar kehilangan Gaya Prategangnya. Kehilangan akibat gesekan ini dapat dipertimbangkan pada dua bagian yaitu pengaruh panjang dan kelengkungan sehingga dapat dijelaskan sebagai pengaruh naik turunnya kabel (wobbling effect) dan tergantung dari panjang dan tegangan tendon serta koefisien gesekan antara bahan yang bersentuhan. Gesekan antara kabel dengan duck yang menyebabkan besarnya tarikan pada bagian ujung.
 Rumus kehilangan Gaya Prategangnya adalah :

$$\frac{F_2 - F_1}{F_1} = -KL - \mu\alpha$$

- F1= Gaya prategang awal yang diberikan (N)
F2= Gaya setelah menerima gesekan (N)
K= Koefisien Wobble (0,0016 - 0,0066) = 0,0026
L= Panjang bentang gelagar (m)
 μ = Koefisien kelengkungan (0,15 - 0,25) = 0,2
 α = Perpendekan sudut pusat dalam tendon

Mencari sudut pusat tendon dalam



Gambar 4.32 Sudut pusat tendon dalam

$$\theta = (y_2 - y_1)/x$$

Tabel 4.19 Perhitungan sudut pusat tendon

section	tan 0	tan 0	tan 0	tan 0
m	tendon 1	tendon 2	tendon 3	tendon 4
0	0.125	0.106	0.034	0.005
1	0.120	0.102	0.032	0.005
2	0.115	0.097	0.031	0.005
3	0.110	0.093	0.030	0.004
4	0.105	0.089	0.028	0.004
5	0.100	0.084	0.027	0.004
6	0.095	0.080	0.025	0.004
7	0.090	0.076	0.024	0.004
8	0.084	0.071	0.023	0.003
9	0.079	0.067	0.021	0.003
10	0.074	0.063	0.020	0.003

11	0.069	0.058	0.019	0.003
section	tan 0	tan 0	tan 0	tan 0
m	tendon 1	tendon 2	tendon 3	tendon 4
13	0.059	0.050	0.016	0.002
14	0.054	0.045	0.014	0.002
15	0.049	0.041	0.013	0.002
16	0.044	0.037	0.012	0.002
17	0.038	0.032	0.010	0.002
18	0.033	0.028	0.009	0.001
19	0.028	0.024	0.008	0.001
20	0.023	0.019	0.006	0.001
21	0.018	0.015	0.005	0.001
22	0.013	0.011	0.003	0.001
23	0.008	0.006	0.002	0.000
24	0.003	0.002	0.001	0.000
25	-0.003	-0.002	-0.001	0.000
26	-0.008	-0.006	-0.002	0.000
27	-0.013	-0.011	-0.003	-0.001
28	-0.018	-0.015	-0.005	-0.001
29	-0.023	-0.019	-0.006	-0.001
30	-0.028	-0.024	-0.008	-0.001
31	-0.033	-0.028	-0.009	-0.001
32	-0.038	-0.032	-0.010	-0.002
33	-0.044	-0.037	-0.012	-0.002
34	-0.049	-0.041	-0.013	-0.002
35	-0.054	-0.045	-0.014	-0.002
36	-0.059	-0.050	-0.016	-0.002
37	-0.064	-0.054	-0.017	-0.003
38	-0.069	-0.058	-0.019	-0.003

39	-0.074	-0.063	-0.020	-0.003
40	-0.079	-0.067	-0.021	-0.003
41	-0.084	-0.071	-0.023	-0.003
42	-0.090	-0.076	-0.024	-0.004
43	-0.095	-0.080	-0.025	-0.004
44	-0.100	-0.084	-0.027	-0.004
45	-0.105	-0.089	-0.028	-0.004
46	-0.110	-0.093	-0.030	-0.004
47	-0.115	-0.097	-0.031	-0.005
48	-0.120	-0.102	-0.032	-0.005
49	-0.125	-0.106	-0.034	-0.005
50	0.000	0.000	0.000	0.000

Tabel 4.20 Perhitungan sudut luar tendon

section	tan θ	tan θ	tan θ	tan θ
m	tendon 1	tendon 2	tendon 3	Tendon 4
0	0	0	0	0
1	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
2	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
3	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
4	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
5	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
6	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
7	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
8	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
9	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
10	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
11	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
12	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
13	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
14	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208

15	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
16	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
section	tan 0	tan 0	tan 0	tan 0
m	tendon 1	tendon 2	tendon 3	Tendon 4
18	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
19	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
20	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
21	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
22	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
23	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
24	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
25	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
26	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
27	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
28	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
29	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
30	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
31	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
32	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
33	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
34	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
35	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
36	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
37	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
38	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
39	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
40	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
41	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
42	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
43	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
44	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
45	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
46	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208

47	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
48	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
49	0.00512	0.00432	0.001376	0.000208
50	- 0.12544	- 0.10584	-0.03371	-0.0051

Tabel 4.21 Kehilangan gaya prategang akibat gesekan kabel

section	tendon 1	tendon 2	tendon 3	tendon 4
m	F	F	F	F
0	2443210	2443210	1928850	1928850
1	2434355.807	2434746.721	1923304.17	1923754.75
2	2428003.461	2428394.375	1918289.16	1918739.74
3	2421651.115	2422042.029	1913274.15	1913724.73
4	2415298.769	2415689.683	1908259.14	1908709.72
5	2408946.423	2409337.337	1903244.13	1903694.71
6	2402594.077	2402984.991	1898229.12	1898679.7
7	2396241.731	2396632.645	1893214.11	1893664.69
8	2389889.385	2390280.299	1888199.1	1888649.68
9	2383537.039	2383927.953	1883184.09	1883634.67
10	2377184.693	2377575.607	1878169.08	1878619.66
11	2370832.347	2371223.261	1873154.07	1873604.65
12	2364480.001	2364870.915	1868139.06	1868589.64
13	2358127.655	2358518.569	1863124.05	1863574.63
14	2351775.309	2352166.223	1858109.04	1858559.62
15	2345422.963	2345813.877	1853094.03	1853544.61
16	2339070.617	2339461.531	1848079.02	1848529.6
17	2332718.271	2333109.185	1843064.01	1843514.59
18	2326365.925	2326756.839	1838049	1838499.58
19	2320013.579	2320404.493	1833033.99	1833484.57
20	2313661.233	2314052.147	1828018.98	1828469.56
21	2307308.887	2307699.801	1823003.97	1823454.55
22	2300956.541	2301347.455	1817988.96	1818439.54
23	2294604.195	2294995.109	1812973.95	1813424.53
24	2288251.849	2288642.763	1807958.94	1808409.52
25	2281899.503	2282290.417	1802943.93	1803394.51
26	2275547.157	2275938.071	1797928.92	1798379.5

27	2269194.811	2269585.725	1792913.91	1793364.49
28	2262842.465	2263233.379	1787898.9	1788349.48
section	tendon 1	tendon 2	tendon 3	tendon 4
m	F	F	F	F
30	2250137.773	2250528.687	1777868.88	1778319.46
31	2243785.427	2244176.341	1772853.87	1773304.45
32	2237433.081	2237823.995	1767838.86	1768289.44
33	2231080.735	2231471.649	1762823.85	1763274.43
34	2224728.389	2225119.303	1757808.84	1758259.42
35	2218376.043	2218766.957	1752793.83	1753244.41
36	2212023.697	2212414.611	1747778.82	1748229.4
37	2205671.351	2206062.265	1742763.81	1743214.39
38	2199319.005	2199709.919	1737748.8	1738199.38
39	2192966.659	2193357.573	1732733.79	1733184.37
40	2186614.313	2187005.227	1727718.78	1728169.36
41	2180261.967	2180652.881	1722703.77	1723154.35
42	2173909.621	2174300.535	1717688.76	1718139.34
43	2167557.275	2167948.189	1712673.75	1713124.33
44	2161204.929	2161595.843	1707658.74	1708109.32
45	2154852.583	2155243.497	1702643.73	1703094.31
46	2148500.237	2148891.151	1697628.72	1698079.3
47	2142147.891	2142538.805	1692613.71	1693064.29
48	2135795.545	2136186.459	1687598.7	1688049.28
49	2129443.199	2129834.113	1682583.69	1683034.27
50	2186887.952	2177310.569	1691104.578	1680065.384

3. Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang Akibat Pemendekan Elastis Beton.

Untuk sistem pascatarik beton memendek saat tendon diangkurkan terhadap beton, karena gaya pada kabel dihiitung setelah perpendekan elastik terhadap beton terjadi. Jika tendon yang dimiliki lebih dari satu dan tendon-tendon tersebut ditarik secara berurutan, maka gaya prategang secara bertahap bekerja pada beton, perpendekan beton akan bertambah apabila setiap kabel diikatkan padanya, dan kehilangan gaya

prategang akibat perpendekan elastis berbeda-beda pada setiap tendon. Secara teoritis rekomendasi dari ACI-ASCE mengenai kehilangan gaya akibat elastisitas beton untuk komponen pascatarik ialah dirumuskan seperti berikut :

$$E_s = K_{es} \frac{E_s f_{cir}}{E_{ci}} \times A_{ps}$$

Keterangan :

ES= Kehilangan Gaya akibat Perpendekan Elastis Beton (N)

Kes= Koefisien untuk komponen Struktur Pascatarik (0,5)

Es= Modulus Elastisitas Baja (190000 Mpa)

f cir = Tegangan Beton yang melalui titik berat baja (c.g.s.) akibat gaya prategang yang efektifsegera setelah gaya prategang telah dikerjakan pada beton (MPa).

Eci= Modulus Elastisitas Beton (43798,82989 Mpa)

Aps= Luas penampang kabel baja prategang (mm²)

$$f_{cir} = \frac{F_1}{A} + \frac{F_1 e^2}{I} - \frac{M_G e}{I}$$

F1= Gaya yang terjadi (N)

A= Luas Penampang Girder (mm²)

I= Momen Inersia Penampang Girder (mm⁴)

E= Eksentrisitas Gaya (mm)

MG= Momen Akibat berat sendiri Girder (Nmm)

Tabel 4.22 Tegangan beton terhadap c.g.s akibat prategang

section	f cir (Mpa)	f cir (Mpa)	f cir (Mpa)	f cir (Mpa)
m	tendon 1	tendon 2	tendon 3	tendon 4
0	1.752	1.752	1.383	1.383
1	1.784	1.784	1.409	1.409
2	1.856	1.856	1.465	1.465
3	1.961	1.961	1.548	1.548
4	3.492	3.492	2.757	2.757

5	3.652	3.652	2.883	2.883
6	3.694	3.694	2.916	2.916
section	f cir (Mpa)	f cir (Mpa)	f cir (Mpa)	f cir (Mpa)
m	tendon 1	tendon 2	tendon 3	tendon 4
8	4.060	4.060	3.205	3.205
9	4.258	4.258	3.362	3.362
10	4.463	4.463	3.523	3.523
11	4.670	4.670	3.687	3.687
12	4.876	4.876	3.850	3.850
13	5.079	5.079	4.010	4.010
14	5.275	5.275	4.165	4.165
15	5.463	5.463	4.313	4.313
16	5.640	5.640	4.452	4.452
17	5.803	5.803	4.581	4.581
18	5.952	5.952	4.699	4.699
19	6.084	6.084	4.803	4.803
20	6.198	6.198	4.893	4.893
21	6.293	6.293	4.968	4.968
22	6.368	6.368	5.027	5.027
23	6.422	6.422	5.070	5.070
24	6.454	6.454	5.095	5.095
25	6.465	6.465	5.104	5.104
26	6.454	6.454	5.095	5.095
27	6.422	6.422	5.070	5.070
28	6.368	6.368	5.027	5.027
29	6.293	6.293	4.968	4.968
30	6.198	6.198	4.893	4.893
31	6.084	6.084	4.803	4.803
32	5.952	5.952	4.699	4.699
33	5.803	5.803	4.581	4.581
34	5.640	5.640	4.452	4.452
35	5.463	5.463	4.313	4.313
36	5.275	5.275	4.165	4.165
37	5.079	5.079	4.010	4.010
38	4.876	4.876	3.850	3.850
39	4.670	4.670	3.687	3.687

40	4.463	4.463	3.523	3.523
41	4.258	4.258	3.362	3.362
section	f cir (Mpa)	f cir (Mpa)	f cir (Mpa)	f cir (Mpa)
m	tendon 1	tendon 2	tendon 3	tendon 4
43	3.870	3.870	3.055	3.055
44	3.694	3.694	2.916	2.916
45	3.652	3.652	2.883	2.883
46	3.492	3.492	2.757	2.757
47	3.357	3.357	2.651	2.651
48	1.856	1.856	1.465	1.465
49	1.784	1.784	1.409	1.409
50	1.752	1.752	1.383	1.383

Tabel 4.23 Kehilangan akibat perpendekan elastis beton

Section	ES	ES	ES	ES
m	tendon 1	tendon 2	tendon 3	tendon 4
0	6923.102	6923.102	4314.953	4314.953
1	7049.929	7049.929	4394.001	4394
2	7331.753	7331.753	4569.654	4569.652
3	7748.552	7748.552	4829.435	4829.429
4	13796.96	13796.96	8599.217	8599.211
5	14427.05	14427.05	8991.937	8991.929
6	14593.53	14593.53	9095.7	9095.69
7	15290.08	15290.08	9529.839	9529.827
8	16038.44	16038.44	9996.269	9996.253
9	16823.69	16823.69	10485.7	10485.68
10	17631.78	17631.78	10989.36	10989.34
11	18449.51	18449.51	11499.03	11499
12	19264.52	19264.52	12007	12006.97
13	20065.31	20065.31	12506.11	12506.07
14	20841.22	20841.22	12989.71	12989.68
15	21582.47	21582.47	13451.71	13451.67
16	22280.1	22280.1	13886.53	13886.48
17	22926.02	22926.02	14289.11	14289.07
18	23512.99	23512.99	14654.96	14654.91
19	24034.62	24034.62	14980.07	14980.02

20	24485.37	24485.37	15261.01	15260.96
Section	ES	ES	ES	ES
m	tendon 1	tendon 2	tendon 3	tendon 4
22	25156.35	25156.35	15679.21	15679.16
23	25369.76	25369.76	15812.22	15812.17
24	25498.65	25498.65	15892.56	15892.51
25	25541.76	25541.76	15919.43	15919.37
26	25498.65	25498.65	15892.56	15892.51
27	25369.76	25369.76	15812.22	15812.17
28	25156.35	25156.35	15679.21	15679.16
29	24860.56	24860.56	15494.86	15494.8
30	24485.37	24485.37	15261.01	15260.96
31	24034.62	24034.62	14980.07	14980.02
32	23512.99	23512.99	14654.96	14654.91
33	22926.02	22926.02	14289.11	14289.07
34	22280.1	22280.1	13886.53	13886.48
35	21582.47	21582.47	13451.71	13451.67
36	20841.22	20841.22	12989.71	12989.68
37	20065.31	20065.31	12506.11	12506.07
38	19264.52	19264.52	12007	12006.97
39	18449.51	18449.51	11499.03	11499
40	17631.78	17631.78	10989.36	10989.34
41	16823.69	16823.69	10485.7	10485.68
42	16038.44	16038.44	9996.269	9996.253
43	15290.08	15290.08	9529.839	9529.827
44	14593.53	14593.53	9095.7	9095.69
45	14427.05	14427.05	8991.937	8991.929
46	13796.96	13796.96	8599.217	8599.211
47	13264.35	13264.35	8267.258	8267.255
48	7331.753	7331.753	4569.654	4569.652
49	7049.929	7049.929	4394.001	4394
50	6923.102	6923.102	4314.953	4314.953

Tabel 4.24 Total kehilangan prategang fase awal

Section	loss	loss	loss	loss
m	tendon 1	tendon 2	tendon 3	tendon 4
0	6923.1	6923.102	4314.953	4314.953
1	18273.8	17882.89	11416.78	10966.2
2	27277.7	26886.74	18084.39	17633.81
3	36416.5	36025.57	24836.13	24385.54
4	51186.9	50796	35097.87	34647.29
5	60539.0	60148.12	41982.55	41531.96
6	69427.5	69036.63	48578.27	48127.68
7	78846.1	78455.21	55504.37	55053.78
8	88316.5	87925.59	62462.76	62012.16
9	97823.8	97432.87	69444.14	68993.54
10	107353.9	106963	76439.76	75989.16
11	116893.7	116502.7	83441.39	82990.78
12	126430.7	126039.8	90441.32	89990.71
13	135953.5	135562.6	97432.39	96981.77
14	145451.5	145060.5	104408	103957.3
15	154914.7	154523.8	111361.9	110911.3
16	164334.4	163943.5	118288.7	117838.1
17	173702.3	173311.4	125183.2	124732.6
18	183011.3	182620.4	132041	131590.4
19	192255.0	191864.1	138858.1	138407.5
20	201427.8	201036.9	145631	145180.4
21	210525.0	210134.1	152356.8	151906.2
22	219542.8	219151.9	159033.1	158582.5
23	228478.2	228087.3	165658.1	165207.5
24	237329.2	236938.2	172230.4	171779.7
25	246094.3	245703.4	178749.2	178298.6
26	254773.2	254382.3	185214.3	184763.7
27	263366.3	262975.4	191625.9	191175.3
28	271875.0	271484.1	197984.9	197534.2
29	280301.2	279910.3	204292.5	203841.8
30	288648.1	288257.1	210550.6	210100
31	296919.3	296528.4	216761.6	216311

Section	loss	loss	loss	loss
m	tendon 1	tendon 2	tendon 3	tendon 4
33	313254.8	312863.9	229054.6	228603.9
34	321330.9	320940	235143.9	234693.3
35	329355.3	328964.4	241201.1	240750.5
36	337336.1	336945.2	247231	246780.4
37	345282.2	344891.3	253239.4	252788.8
38	353203.4	352812.5	259232.2	258781.6
39	361110.4	360719.5	265216.2	264765.6
40	369014.7	368623.8	271198.5	270747.9
41	376928.7	376537.8	277186.8	276736.2
42	384865.4	384474.5	283189.3	282738.7
43	392839.1	392448.2	289214.9	288764.3
44	400864.6	400473.7	295272.7	294822.1
45	409420.1	409029.2	301660.9	301210.3
46	417512.1	417121.2	307760.1	307309.5
47	425701.5	425310.6	313920.1	313469.5
48	428490.9	428100	316714.5	316263.9
49	436931.1	436540.2	323030.8	322580.2
50	381729.2	391306.6	315907.8	326947

4.5.1.2 Analisa Tegangan Gelagar Fase Awal

Tegangan ijin penampang

- Tegangan tekan= 38,72 MPa

- Tegangan Tarik = -2,08 MPa

$$f_{atas} = \frac{F_i}{A_c} - \frac{F_i \cdot e \cdot Y_a}{I_x} + \frac{M_G \cdot Y_a}{I_x}$$

$$f_{bawah} = \frac{F_i}{A_c} + \frac{F_i \cdot e \cdot Y_b}{I_x} - \frac{M_G \cdot Y_b}{I_x}$$

Tabel 4.25 Tegangan gelagar pada fase awal

section	Fo	f			
m	N	Mpa	Atas	Mpa	Bawah
0	8721643.89	6.535	OK	5.965	OK
1	8685580.33	6.342	OK	6.108	OK
2	8654237.404	6.711	OK	5.690	OK
3	8622456.275	7.073	OK	5.281	OK
4	8572391.928	4.404	OK	7.763	OK
5	8539918.328	4.102	OK	7.998	OK
6	8508949.875	4.721	OK	7.380	OK
7	8476260.531	4.463	OK	7.575	OK
8	8443402.991	4.228	OK	7.748	OK
9	8410425.661	4.015	OK	7.900	OK
10	8377374.179	3.824	OK	8.032	OK
11	8344291.419	3.653	OK	8.145	OK
12	8311217.489	3.503	OK	8.240	OK
13	8278189.729	3.371	OK	8.316	OK
14	8245242.715	3.258	OK	8.376	OK

15	8212408.256	3.162	OK	8.419	OK
16	8179715.396	3.084	OK	8.447	OK
17	8147190.412	3.021	OK	8.460	OK
18	8114856.814	2.974	OK	8.460	OK
19	8082735.348	2.941	OK	8.446	OK
20	8050843.994	2.923	OK	8.419	OK
21	8019197.964	2.917	OK	8.380	OK
22	7987809.706	2.924	OK	8.331	OK
23	7956688.9	2.942	OK	8.270	OK
24	7925842.461	2.971	OK	8.200	OK
25	7895274.539	3.011	OK	8.121	OK
26	7864986.517	3.060	OK	8.033	OK
27	7834977.012	3.119	OK	7.938	OK
28	7805241.874	3.185	OK	7.835	OK
29	7775774.188	3.260	OK	7.725	OK
30	7746564.274	3.341	OK	7.608	OK
31	7717599.685	3.430	OK	7.486	OK
32	7688865.206	3.524	OK	7.359	OK
33	7660342.86	3.623	OK	7.227	OK
34	7632011.9	3.728	OK	7.091	OK
35	7603848.817	3.836	OK	6.951	OK
36	7575827.331	3.949	OK	6.807	OK
37	7547918.401	4.064	OK	6.661	OK
38	7520090.217	4.183	OK	6.513	OK
39	7492308.204	4.303	OK	6.362	OK
40	7464535.019	4.425	OK	6.210	OK

41	7436730.557	4.548	OK	6.058	OK
42	7408851.944	4.671	OK	5.904	OK
43	7380853.54	4.794	OK	5.751	OK
44	7352686.94	4.917	OK	5.598	OK
45	7322799.449	4.266	OK	6.162	OK
46	7294417.105	4.388	OK	6.010	OK
47	7265718.262	4.506	OK	5.860	OK
48	7254550.693	6.120	OK	4.273	OK
49	7225037.675	5.537	OK	4.817	OK
50	7328229.375	5.491	OK	5.012	OK

Perhitungan kontrol lendutan

Akibat gaya prategang dan berat sendiri balok (Bentang 50 m).

$F_0 = 7895274,53 \text{ N}$

$E = 45098,78 \text{ MPa}$

$I = 4,78087E + 11 \text{ mm}^4$

Berat sendiri (q) = $19,40 \text{ N/mm}$

$e = 907,54 \text{ mm}$

$L = 50000 \text{ mm}$

- Pada saat transfer

$$W_p = \frac{8 \cdot F_0 \cdot e}{L^2}$$

$$= 22,92 \text{ N/mm}$$

$$W = W_p - q$$

$$= 22,92 - 19,40$$

$$= 3,52 \text{ N/mm}$$

$$\Delta_0 = \frac{5 \cdot W \cdot L^4}{384 EI}$$

$$= 13,3 \text{ mm} < 50 \text{ mm} \text{ OK Keatas } \uparrow$$

4.5.2 Perhitungan Tegangan Gelagar Fase Konstruksi

4.5.2.1 Perhitungan Momen Fase Konstruksi

Pada fase konstruksi ini beban yang terjadi antara lain akibat dari berat sendiri girder, beban pelat pracetak, beban diafragma dan beban beton basah plat lantai kendaraan. Selain beban akibat beban mati, pada fase ini juga ada beban hidup berupa beban pekerja.

1. Analisa pembebanan (tambah)

Diasumsikan beton basah rata adalah setinggi 30 cm yang diletakkan sepanjang bentang jembatan.

2. Beban hidup Pekerja

Asumsikan berat pekerja @ 80 kg, sehingga KN/m^2 Pekerja, maka beban pekerja per m^2 : $2,4 \text{ KN/m}^2$, sehingga beban hidup Pekerja :

$$q_{pk} = 4,44 \text{ KN/m}$$

Tabel 4.26 Momen akibat beton tuangan

section	momen
m	kN/m
0	0
1	339.9375
2	666
3	978.1875
4	1276.5
5	1560.9375
6	1831.5
7	2088.1875
8	2331
9	2559.9375
10	2775
11	2976.1875

section	momen
m	kN/m
13	3336.9375
14	3496.5
15	3642.1875
16	3774
17	3891.9375
18	3996
19	4086.1875
20	4162.5
21	4224.9375
22	4273.5
23	4308.1875
24	4329
25	4335.9375
26	4329
27	4308.1875
28	4273.5
29	4224.9375
30	4162.5
31	4086.1875
32	3996
33	3891.9375
34	3774
35	3642.1875
36	3496.5
37	3336.9375
38	3163.5
39	2976.1875
40	2775
41	2559.9375
42	2331
43	2088.1875

section	momen
m	kN/m
45	1560.9375
46	1276.5
47	978.1875
48	666
49	339.9375
50	0

Tabel 4.27 Momen kibat beban hidup pekerja

section	momen
m	kN/m
0	0
1	108.78
2	213.12
3	313.02
4	408.48
5	499.5
6	586.08
7	668.22
8	745.92
9	819.18
10	888
11	952.38
12	1012.32
13	1067.82
14	1118.88
15	1165.5
16	1207.68
section	momen

m	kN/m
18	1278.72
19	1307.58
20	1332
21	1351.98
22	1367.52
23	1378.62
24	1385.28
25	1387.5
26	1385.28
27	1378.62
28	1367.52
29	1351.98
30	1332
31	1307.58
32	1278.72
33	1245.42
34	1207.68
35	1165.5
36	1118.88
37	1067.82
38	1012.32
39	952.38
40	888
41	819.18
42	745.92
43	668.22
44	586.08
section	momen

m	kN/m
46	408.48
47	313.02
48	213.12
49	108.78
50	0

Tabel 4.28 Momen yang terjadi pada fase konstruksi

section	Momen yang terjadi					Momen fase konstruksi
	girder sendiri	diafragma	Plat Precast	Beton Basah	Pekerja	
m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
0	0	0	0	0	0	0
1	854.59	28.22	51.88	339.94	108.78	1383.41
2	1674.30	56.44	101.64	666.00	213.12	2711.50
3	2459.13	84.66	149.28	978.19	313.02	3984.27
4	1785.49	112.87	194.81	1276.50	408.48	3778.15
5	2183.34	141.09	238.22	1560.94	499.50	4623.09
6	2561.79	169.31	279.51	1831.50	586.08	5428.19
7	2920.83	197.53	318.68	2088.19	668.22	6193.45
8	3260.46	225.75	355.74	2331.00	745.92	6918.87
9	3580.68	253.97	390.68	2559.94	819.18	7604.45
10	3881.50	282.18	423.50	2775.00	888.00	8250.18
11	4162.91	296.29	454.20	2976.19	952.38	8841.97
12	4424.91	310.40	482.79	3163.50	1012.32	9393.92
13	4667.50	324.51	509.26	3336.94	1067.82	9906.03
14	4890.69	338.62	533.61	3496.50	1118.88	10378.30
15	5094.47	352.73	555.84	3642.19	1165.50	10810.73
16	5278.84	366.84	575.96	3774.00	1207.68	11203.32
17	5443.80	380.95	593.96	3891.94	1245.42	11556.07

18	5589.36	395.06	609.84	3996.00	1278.72	11868.98
19	5715.51	409.17	623.60	4086.19	1307.58	12142.05
20	5822.25	423.28	635.25	4162.50	1332.00	12375.28
21	5909.58	423.28	644.78	4224.94	1351.98	12554.56
22	5977.51	423.28	652.19	4273.50	1367.52	12694.00
23	6026.03	423.28	657.48	4308.19	1378.62	12793.60
24	6055.14	423.28	660.66	4329.00	1385.28	12853.36
25	6064.84	423.28	661.72	4335.94	1387.50	12873.28
26	6055.14	423.28	660.66	4329.00	1385.28	12853.36
27	6026.03	423.28	657.48	4308.19	1378.62	12793.60
28	5977.51	423.28	652.19	4273.50	1367.52	12694.00
29	5909.58	423.28	644.78	4224.94	1351.98	12554.56
30	5822.25	423.28	635.25	4162.50	1332.00	12375.28
31	5715.51	409.17	623.60	4086.19	1307.58	12142.05
32	5589.36	395.06	609.84	3996.00	1278.72	11868.98
33	5443.80	380.95	593.96	3891.94	1245.42	11556.07
34	5278.84	366.84	575.96	3774.00	1207.68	11203.32
35	5094.47	352.73	555.84	3642.19	1165.50	10810.73
36	4890.69	338.62	533.61	3496.50	1118.88	10378.30
37	4667.50	324.51	509.26	3336.94	1067.82	9906.03
38	4424.91	310.40	482.79	3163.50	1012.32	9393.92
39	4162.91	296.29	454.20	2976.19	952.38	8841.97
40	3881.50	282.18	423.50	2775.00	888.00	8250.18
41	3580.68	253.97	390.68	2559.94	819.18	7604.45
42	3260.46	225.75	355.74	2331.00	745.92	6918.87
43	2920.83	197.53	318.68	2088.19	668.22	6193.45
44	2561.79	169.31	279.51	1831.50	586.08	5428.19
45	2183.34	141.09	238.22	1560.94	499.50	4623.09
46	1785.49	112.87	194.81	1276.50	408.48	3778.15
47	1368.23	84.66	149.28	978.19	313.02	2893.38
48	1674.30	56.44	101.64	666.00	213.12	2711.50

49	854.59	28.22	51.88	339.94	108.78	1383.41
50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

4.5.2.2 Analisa Tegangan Gelagar Fase Konstruksi

Tegangan ijin penampang

- Tegangan tekan = 38,72 Mpa

- Tegangan tarik = -2,097 Mpa

$$f_{atas} = \frac{F_i}{A_c} - \frac{F_i \cdot e \cdot Y_a}{I_x} + \frac{M_G \cdot Y_a}{I_x}$$

$$f_{bawah} = \frac{F_i}{A_c} + \frac{F_i \cdot e \cdot Y_b}{I_x} - \frac{M_G \cdot Y_b}{I_x}$$

Tabel 4.29 Tegangan gelagar pada fase konstruksi

section	Fo	f			
m	N	Mpa	Atas	Mpa	Bawah
0	8721643.9	6.5	OK	6.0	OK
1	8685580.3	7.3	OK	7.7	OK
2	8654237.4	8.6	OK	8.8	OK
3	8622456.3	9.9	OK	9.8	OK
4	8572391.9	9.2	OK	11.8	OK
5	8539918.3	10.0	OK	12.9	OK
6	8508949.9	11.6	OK	13.1	OK
7	8476260.5	12.3	OK	14.1	OK
8	8443403.0	13.0	OK	15.0	OK
9	8410425.7	13.7	OK	15.9	OK
10	8377374.2	14.3	OK	16.7	OK
11	8344291.4	14.9	OK	17.5	OK
12	8311217.5	15.5	OK	18.1	OK
13	8278189.7	16.0	OK	18.8	OK
14	8245242.7	16.5	OK	19.3	OK
15	8212408.3	16.9	OK	19.8	OK
16	8179715.4	17.3	OK	20.3	OK
17	8147190.4	17.7	OK	20.6	OK
18	8114856.8	18.1	OK	21.0	OK

19	8082735.3	18.4	OK	21.2	OK
20	8050844.0	18.7	OK	21.4	OK
21	8019198.0	18.9	OK	21.6	OK
22	7987809.7	19.1	OK	21.7	OK
23	7956688.9	19.2	OK	21.8	OK
24	7925842.5	19.3	OK	21.8	OK
25	7895274.5	19.4	OK	21.7	OK
26	7864986.5	19.4	OK	21.6	OK
27	7834977.0	19.4	OK	21.4	OK
28	7805241.9	19.3	OK	21.2	OK
29	7775774.2	19.2	OK	20.9	OK
30	7746564.3	19.1	OK	20.6	OK
31	7717599.7	18.9	OK	20.3	OK
32	7688865.2	18.6	OK	19.9	OK
33	7660342.9	18.3	OK	19.4	OK
34	7632011.9	18.0	OK	18.9	OK
35	7603848.8	17.6	OK	18.4	OK
36	7575827.3	17.2	OK	17.8	OK
37	7547918.4	16.7	OK	17.1	OK
38	7520090.2	16.1	OK	16.4	OK
39	7492308.2	15.6	OK	15.7	OK
40	7464535.0	14.9	OK	14.9	OK
41	7436730.6	14.2	OK	14.1	OK
42	7408851.9	13.5	OK	13.2	OK
43	7380853.5	12.7	OK	12.3	OK
44	7352686.9	11.8	OK	11.3	OK
45	7322799.4	10.1	OK	11.0	OK
46	7294417.1	9.2	OK	10.0	OK
47	7265718.3	8.2	OK	8.9	OK
48	7254550.7	8.0	OK	7.3	OK
49	7225037.7	6.5	OK	6.4	OK
50	7328229.4	5.5	OK	5.0	OK

4.5.3 Perhitungan Tegangan Gelagar Fase Service

- Momen Inersia dan Garis Netral setelah Komposit

Tabel 4.30 Momen inersia setelah komposit

section	Ya	Yb	Momen Inersia
m	mm	mm	mm ⁴
0	1049.84	1420.16	1.13564E+12
1	1049.84	1420.16	1.13564E+12
2	1049.84	1420.16	1.13564E+12
3	1049.84	1420.16	1.13564E+12
4	924.09	1545.91	9.51833E+11
5	924.09	1545.91	9.51833E+11
6	924.09	1545.91	9.51833E+11
7	924.09	1545.91	9.51833E+11
8	924.09	1545.91	9.51833E+11
9	924.09	1545.91	9.51833E+11
10	924.09	1545.91	9.51833E+11
11	924.09	1545.91	9.51833E+11
12	924.09	1545.91	9.51833E+11
13	924.09	1545.91	9.51833E+11
14	924.09	1545.91	9.51833E+11
15	924.09	1545.91	9.51833E+11
16	924.09	1545.91	9.51833E+11
17	924.09	1545.91	9.51833E+11
18	924.09	1545.91	9.51833E+11
19	924.09	1545.91	9.51833E+11
20	924.09	1545.91	9.51833E+11
21	924.09	1545.91	9.51833E+11
22	924.09	1545.91	9.51833E+11
23	924.09	1545.91	9.51833E+11
24	924.09	1545.91	9.51833E+11
25	924.09	1545.91	9.51833E+11
26	924.09	1545.91	9.51833E+11
27	924.09	1545.91	9.51833E+11
28	924.09	1545.91	9.51833E+11
29	924.09	1545.91	9.51833E+11

section	Ya	Yb	Momen Inersia
m	mm	mm	mm ⁴
31	924.09	1545.91	9.51833E+11
32	924.09	1545.91	9.51833E+11
33	924.09	1545.91	9.51833E+11
34	924.09	1545.91	9.51833E+11
35	924.09	1545.91	9.51833E+11
36	924.09	1545.91	9.51833E+11
37	924.09	1545.91	9.51833E+11
38	924.09	1545.91	9.51833E+11
39	924.09	1545.91	9.51833E+11
40	924.09	1545.91	9.51833E+11
41	924.09	1545.91	9.51833E+11
42	924.09	1545.91	9.51833E+11
43	924.09	1545.91	9.51833E+11
44	924.09	1545.91	9.51833E+11
45	924.09	1545.91	9.51833E+11
46	924.09	1545.91	9.51833E+11
47	924.09	1545.91	9.51833E+11
48	1049.84	1420.16	1.13564E+12
49	1049.84	1420.16	1.13564E+12
50	1049.84	1420.16	1.13564E+12

Tabel 4.31 Posisi cgc setelah komposit

section	tendon 1	tendon 2	tendon 3	tendon 4
m	mm	mm	mm	mm
0	399.84	49.84	-870.16	-1170.16
1	274.40	-56.00	-903.87	-1175.25
2	154.08	-157.52	-936.21	-1180.14
3	38.88	-254.72	-967.17	-1184.82
4	-71.20	-347.60	-996.75	-1189.29
5	-176.16	-436.16	-1024.96	-1193.56
6	-401.75	-646.15	-1177.54	-1323.36
7	-496.47	-726.07	-1202.99	-1327.21
8	-586.07	-801.67	-1227.07	-1330.85
9	-670.55	-872.95	-1249.78	-1334.28
10	-749.91	-939.91	-1271.11	-1337.51

section	tendon 1	tendon 2	tendon 3	tendon 4
m	mm	mm	mm	mm
12	-893.27	-1060.87	-1309.63	-1343.33
13	-957.27	-1114.87	-1326.83	-1345.93
14	-1016.15	-1164.55	-1342.66	-1348.32
15	-1069.91	-1209.91	-1357.11	-1350.51
16	-1118.55	-1250.95	-1370.18	-1352.48
17	-1162.07	-1287.67	-1381.87	-1354.25
18	-1200.47	-1320.07	-1392.19	-1355.81
19	-1233.75	-1348.15	-1401.14	-1357.16
20	-1261.91	-1371.91	-1408.71	-1358.31
21	-1284.95	-1391.35	-1414.90	-1359.24
22	-1302.87	-1406.47	-1419.71	-1359.97
23	-1315.67	-1417.27	-1423.15	-1360.49
24	-1323.35	-1423.75	-1425.22	-1360.80
25	-1325.91	-1425.91	-1425.91	-1360.91
26	-1323.35	-1423.75	-1425.22	-1360.80
27	-1315.67	-1417.27	-1423.15	-1360.49
28	-1302.87	-1406.47	-1419.71	-1359.97
29	-1284.95	-1391.35	-1414.90	-1359.24
30	-1261.91	-1371.91	-1408.71	-1358.31
31	-1233.75	-1348.15	-1401.14	-1357.16
32	-1200.47	-1320.07	-1392.19	-1355.81
33	-1162.07	-1287.67	-1381.87	-1354.25
34	-1118.55	-1250.95	-1370.18	-1352.48
35	-1069.91	-1209.91	-1357.11	-1350.51
36	-1016.15	-1164.55	-1342.66	-1348.32
37	-957.27	-1114.87	-1326.83	-1345.93
38	-893.27	-1060.87	-1309.63	-1343.33
39	-824.15	-1002.55	-1291.06	-1340.52
40	-749.91	-939.91	-1271.11	-1337.51
41	-670.55	-872.95	-1249.78	-1334.28
42	-586.07	-801.67	-1227.07	-1330.85
43	-496.47	-726.07	-1202.99	-1327.21
44	-401.75	-646.15	-1177.54	-1323.36
45	-176.16	-436.16	-1024.96	-1193.56
46	-71.20	-347.60	-996.75	-1189.29

section	tendon 1	tendon 2	tendon 3	tendon 4
m	mm	mm	mm	mm
48	154.08	-157.52	-936.21	-1180.14
49	274.40	-56.00	-903.87	-1175.25
50	399.84	49.84	-870.16	-1170.16

Eksentrisitas (e) terhadap c.g.c setelah komposit

$$e = \frac{F1 \times y1 + F2 \times y2 + F3 \times y3 + F4 \times y4}{F1 + F2 + F3 + F4}$$

Tabel 4.32 Eksentrisitas (e) terhadap c.g.c setelah komposit

section	e
m	mm
0	324.42
1	397.61
2	467.80
3	535.01
4	599.23
5	660.47
6	844.46
7	899.72
8	952.00
9	1001.28
10	1047.58
11	1090.90
12	1131.22
13	1168.56
14	1202.91
15	1234.27
16	1262.65
17	1288.04
18	1310.44
19	1329.86
20	1346.29
21	1359.73
22	1370.19

section	e
m	mm
24	1382.13
25	1383.63
26	1382.13
27	1377.65
28	1370.19
29	1359.73
30	1346.29
31	1329.86
32	1310.44
33	1288.04
34	1262.65
35	1234.27
36	1202.91
37	1168.56
38	1131.22
39	1090.90
40	1047.58
41	1001.28
42	952.00
43	899.72
44	844.46
45	660.47
46	599.23
47	535.01
48	467.80
49	397.61
50	324.42

Tabel 4.33 Rekapitulasi momen pada saat service

section	Momen yang terjadi					Momen fase service
	Girder Sendiri	Diafragma	Beban Mati	Beban hidup merata	Beban Garis	
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1	854.6	28.2	348.5	326.3	124.4	1682.1
2	1674.3	56.4	682.9	639.4	243.7	3296.6
3	2459.1	84.7	1003.0	939.1	357.9	4843.7
4	1785.5	112.9	1308.8	1225.4	467.0	4899.7
5	2183.3	141.1	1600.5	1498.5	571.1	5994.5
6	2561.8	169.3	1877.9	1758.2	670.1	7037.3
7	2920.8	197.5	2141.1	2004.7	764.0	8028.1
8	3260.5	225.7	2390.1	2237.8	852.8	8966.9
9	3580.7	254.0	2624.8	2457.5	936.6	9853.6
10	3881.5	282.2	2845.3	2664.0	1015.3	10688.3
11	4162.9	296.3	3051.6	2857.1	1088.9	11456.8
12	4424.9	310.4	3243.6	3037.0	1157.4	12173.3
13	4667.5	324.5	3421.5	3203.5	1220.9	12837.8
14	4890.7	338.6	3585.1	3356.6	1279.3	13450.3
15	5094.5	352.7	3734.5	3496.5	1332.6	14010.7
16	5278.8	366.8	3869.6	3623.0	1380.8	14519.1
17	5443.8	380.9	3990.5	3736.3	1423.9	14975.5
18	5589.4	395.1	4097.2	3836.2	1462.0	15379.8
19	5715.5	409.2	4189.7	3922.7	1495.0	15732.1
20	5822.3	423.3	4268.0	3996.0	1522.9	16032.4
21	5909.6	423.3	4332.0	4055.9	1545.8	16266.5
22	5977.5	423.3	4381.8	4102.6	1563.5	16448.6
23	6026.0	423.3	4417.3	4135.9	1576.2	16578.7
24	6055.1	423.3	4438.7	4155.8	1583.8	16656.8
25	6064.8	423.3	4445.8	4162.5	1586.4	16682.8
26	6055.1	423.3	4438.7	4155.8	1583.8	16656.8
27	6026.0	423.3	4417.3	4135.9	1576.2	16578.7
28	5977.5	423.3	4381.8	4102.6	1563.5	16448.6
29	5909.6	423.3	4332.0	4055.9	1545.8	16266.5
30	5822.3	423.3	4268.0	3996.0	1522.9	16032.4
31	5715.5	409.2	4189.7	3922.7	1495.0	15732.1
32	5589.4	395.1	4097.2	3836.2	1462.0	15379.8
33	5443.8	380.9	3990.5	3736.3	1423.9	14975.5
34	5278.8	366.8	3869.6	3623.0	1380.8	14519.1

35	5094.5	352.7	3734.5	3496.5	1332.6	14010.7
36	4890.7	338.6	3585.1	3356.6	1279.3	13450.3
37	4667.5	324.5	3421.5	3203.5	1220.9	12837.8
38	4424.9	310.4	3243.6	3037.0	1157.4	12173.3
39	4162.9	296.3	3051.6	2857.1	1088.9	11456.8
40	3881.5	282.2	2845.3	2664.0	1015.3	10688.3
41	3580.7	254.0	2624.8	2457.5	936.6	9853.6
42	3260.5	225.7	2390.1	2237.8	852.8	8966.9
43	2920.8	197.5	2141.1	2004.7	764.0	8028.1
44	2561.8	169.3	1877.9	1758.2	670.1	7037.3
45	2183.3	141.1	1600.5	1498.5	571.1	5994.5
46	1785.5	112.9	1308.8	1225.4	467.0	4899.7
47	1368.2	84.7	1003.0	939.1	357.9	3752.8
48	1674.3	56.4	682.9	639.4	243.7	3296.6
49	854.6	28.2	348.5	326.3	124.4	1682.1
50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

4.5.3.1 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang Jangka Panjang

4. Perhitungan kehilangan gaya prategang akibat Susut Beton

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} K_{sh} E_s \left(1 - 0,00236 \frac{V}{S} \right) (100 - RH)$$

H = Kehilangan gaya akibat susut beton (N)

RH = Kelembaban relatif udara sekitar 80%

Ksh = Koefisien dari waktu akhir perawatan beton 0,77 Prategang dilakukan 7 hari setelah curing

Es = Modulus elastisitas baja

Tabel 4.34 Perhitungan V/S

section	Luas penampang	Volume	Luas Permukaan	V/S
m	mm ²	mm ³	mm ²	mm
0	1395250	139525000 0	8972100	155.509858 3
1	1395250	139525000 0	8972100	155.509858 3
2	1395250	139525000 0	8972100	155.509858 3
3	1395250	139525000 0	8972100	155.509858 3
4	776300	776300000	6553320	118.459040 6
5	776300	776300000	6553320	118.459040 6
6	776300	776300000	6553320	118.459040 6
7	776300	776300000	6553320	118.459040 6
8	776300	776300000	6553320	118.459040 6
9	776300	776300000	6553320	118.459040 6
10	776300	776300000	6553320	118.459040 6
11	776300	776300000	6553320	118.459040 6
12	776300	776300000	6553320	118.459040 6
13	776300	776300000	6553320	118.459040 6
14	776300	776300000	6553320	118.459040 6

15	776300	776300000	6553320	118.459040 6
16	776300	776300000	6553320	118.459040 6
17	776300	776300000	6553320	118.459040 6
18	776300	776300000	6553320	118.459040 6
19	776300	776300000	6553320	118.459040 6
20	776300	776300000	6553320	118.459040 6
21	776300	776300000	6553320	118.459040 6
22	776300	776300000	6553320	118.459040 6
23	776300	776300000	6553320	118.459040 6
24	776300	776300000	6553320	118.459040 6
25	776300	776300000	6553320	118.459040 6
26	776300	776300000	6553320	118.459040 6
27	776300	776300000	6553320	118.459040 6
28	776300	776300000	6553320	118.459040 6
29	776300	776300000	6553320	118.459040 6
30	776300	776300000	6553320	118.459040 6
31	776300	776300000	6553320	118.459040 6
32	776300	776300000	6553320	118.459040

				6
33	776300	776300000	6553320	118.459040 6
34	776300	776300000	6553320	118.459040 6
35	776300	776300000	6553320	118.459040 6
36	776300	776300000	6553320	118.459040 6
37	776300	776300000	6553320	118.459040 6
38	776300	776300000	6553320	118.459040 6
39	776300	776300000	6553320	118.459040 6
40	776300	776300000	6553320	118.459040 6
41	776300	776300000	6553320	118.459040 6
42	776300	776300000	6553320	118.459040 6
43	776300	776300000	6553320	118.459040 6
44	776300	776300000	6553320	118.459040 6
45	776300	776300000	6553321	118.459022 5
46	776300	776300000	6553322	118.459004 5
47	776300	776300000	6553323	118.458986 4
48	1395250	139525000 0	8972100	155.509858 3
49	1395250	139525000 0	8972100	155.509858 3

50	1395250	139525000 0	8972100	155.509858 3
----	---------	----------------	---------	-----------------

Tabel 4.35 Perhitungan kehilangan akibat susut beton

section	SH	SH*Aps total
m		
0	11.44002	76788.6
1	11.44002	76788.6
2	11.44002	76788.6
3	11.44002	76788.6
4	13.02031	87396.0
5	13.02031	87396.0
6	13.02031	87396.0
7	13.02031	87396.0
8	13.02031	87396.0
9	13.02031	87396.0
10	13.02031	87396.0
11	13.02031	87396.0
12	13.02031	87396.0
13	13.02031	87396.0
14	13.02031	87396.0
15	13.02031	87396.0
16	13.02031	87396.0
17	13.02031	87396.0
18	13.02031	87396.0
19	13.02031	87396.0
20	13.02031	87396.0
21	13.02031	87396.0
22	13.02031	87396.0
23	13.02031	87396.0
24	13.02031	87396.0
25	13.02031	87396.0
26	13.02031	87396.0
27	13.02031	87396.0

28	13.02031	87396.0
29	13.02031	87396.0
30	13.02031	87396.0
31	13.02031	87396.0
32	13.02031	87396.0
33	13.02031	87396.0
34	13.02031	87396.0
35	13.02031	87396.0
36	13.02031	87396.0
37	13.02031	87396.0
38	13.02031	87396.0
39	13.02031	87396.0
40	13.02031	87396.0
41	13.02031	87396.0
42	13.02031	87396.0
43	13.02031	87396.0
44	13.02031	87396.0
45	13.02031	87396.0
46	13.02031	87396.0
47	13.02031	87396.0
48	11.44002	76788.6
49	11.44002	76788.6
50	11.44002	76788.6

5. Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang akibat Rangkak Beton

Kehilangan gaya prategang akibat rangkak untuk komponen struktur dengan tendon terekat dihitung dari persamaan berikut :

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} (f_{cir} - f_{cds})$$

CR= Kehilangan gaya akibat rangkak beton (N)

Kcr = 1.6 (Koefisien untuk struktur system pascatarik)

Es= Modulus elastisitas baja prategang (19000 MPa)

E_c = Modulus elastisitas beton (43798.83 MPa)

F_{cir} = Tegangan yang bekerja pada beton terhadap p.c.c setelah transfer (MPa)

$$F_{cir} = \left(\frac{F_i}{A_c} + \frac{F_i \cdot e^2}{I_x} - \frac{M_{tot}}{I_x} \right) \times A_{ps}$$

F_i = Gaya prategang sisa (N)

A_c = Luas penampang girder (mm^2)

I_x = Momen inersia girder (mm^4)

M_{tot} = Momen total girder saat service (Nmm)

A_{ps} = Luas penampang kabel baja prategang (mm^2)

e = Eksentrisitas gaya (mm)

F_{cds} = Tegangan beton pada titik berat tendon akibat seluruh beban mati yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang.

Tabel 4.36 Perhitungan fc_{ds}

section	Fc _{ds}
m	
0	0.0
1	819.1
2	1888.1
3	3171.6
4	5530.8
5	7454.4
6	11183.1
7	13584.8
8	16045.5
9	18533.6
10	21019.7
11	23475.7
12	25875.5
13	28195.1
14	30411.7
15	32504.9
16	34455.6
17	36246.8
18	37863.3
19	39291.5
20	40519.8
21	41538.2
22	42338.7
23	42915.0
24	43262.5
25	43378.7
26	43262.5
27	42915.0
28	42338.7
29	41538.2
30	40519.8
31	39291.5
32	37863.3
33	36246.8

34	34455.6
35	32504.9
36	30411.7
37	28195.1
38	25875.5
39	23475.7
40	21019.7
41	18533.6
42	16045.5
43	13584.8
44	11183.1
45	7454.4
46	5530.8
47	3784.1
48	1888.1
49	819.1
50	0.0

Tabel 4.37 Perhitungan Fcir

section	Fcir
m	
0	37033.2
1	39764.2
2	42903.8
3	46387.1
4	69520.9
5	74277.4
6	91351.9
7	97295.3
8	103264.0
9	109200.4
10	115049.8
11	120761.2
12	126286.7
13	131581.7

14	136604.9
15	141318.5
16	145687.6
17	149681.0
18	153270.7
19	156431.8
20	159142.8
21	161385.8
22	163145.7
23	164411.0
24	165173.5
25	165428.2
26	165173.5
27	164411.0
28	163145.7
29	161385.8
30	159142.8
31	156431.8
32	153270.7
33	149681.0
34	145687.6
35	141318.5
36	136604.9
37	131581.7
38	126286.7
39	120761.2
40	115049.8
41	109200.4
42	103264.0
43	97295.3
44	91351.9
45	74277.4
46	69520.9
47	49243.9

48	42903.8
49	39764.2
50	37033.2

Tabel 4.38 Perhitungan kehilangan akibat rangkak

section	FCR
m	
0	249632.1
1	262519.2
2	276476.7
3	291305.3
4	431341.6
5	450438.1
6	540398.8
7	564272.4
8	587919.5
9	611162.6
10	633834.6
11	655778.5
12	676847.3
13	696904.2
14	715822.7
15	733486.2
16	749788.3
17	764632.8
18	777933.4
19	789614.4
20	799609.7
21	807863.6
22	814330.7

23	818975.3
24	821772.2
25	822706.2
26	821772.2
27	818975.3
28	814330.7
29	807863.6
30	799609.7
31	789614.4
32	777933.4
33	764632.8
34	749788.3
35	733486.2
36	715822.7
37	696904.2
38	676847.3
39	655778.5
40	633834.6
41	611162.6
42	587919.5
43	564272.4
44	540398.8
45	450438.1
46	431341.6
47	306433.4
48	276476.7
49	262519.2
50	249632.1

6. Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang akibat Relaksasi Baja
 Gaya prategang/tegangan pada baja prategang akan berkurang secara perlahan-lahan karena Seiring dengan waktu balok prategang yang dibebani secara terus menerus akan mengalami relaksasi / merenggang sehingga beton prategang akan mengalami kehilangan gaya. Besarnya kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja dituliskan dengan persamaan rumus :

$$RE = [K_{re} - J (SH + CR + ES)] C$$

CR= Kehilangan Gaya akibat Relaksasi Baja (N)

Kre = 138 (Koefisien nilai untuk Strand atau kawat stress relieved derajat 1860 Mpa)

J= 0,15 (Faktor Nilai)

C= 0,75 (Faktor Nilai)

SH= Kehilangan Gaya Prategang akibat Susut Beton (N)

CR= Kehilangan Gaya Prategang akibat Rangkak/Creep (N)

ES = Kehilangan Gaya Prategang akibat Perpendekan Elastis Beton (N)

Tabel 4.39 Perhitungan kehilangan akibat relaksasi beton

section	FRE
m	
0	220973.9
1	220442
2	219847.1
3	219199.8
4	212388.6
5	211542.9
6	207922.9
7	206877.5
8	205834.4

9	204802.7
10	203790.9
11	202806.9
12	201858.4
13	200952.1
14	200094.6
15	199291.8
16	198549.1
17	197871.4
18	197263.2
19	196728.2
20	196269.9
21	195891
22	195593.9
23	195380.4
24	195251.8
25	195208.8
26	195251.8
27	195380.4
28	195593.9
29	195891
30	196269.9
31	196728.2
32	197263.2
33	197871.4
34	198549.1
35	199291.8
36	200094.6
37	200952.1

38	201858.4
39	202806.9
40	203790.9
41	204802.7
42	205834.4
43	206877.5
44	207922.9
45	211542.9
46	212388.6
47	217454.1
48	219847.1
49	220442
50	220973.9

Tabel 4.40 Rekapitulasi kehilangan

section	susut beton	rangkak	relaksasi	total kehilangan fase service
m				
0	76788.6	249632.1	220973.9	547394.7
1	76788.6	262519.2	220442.0	559749.8
2	76788.6	276476.7	219847.1	573112.4
3	76788.6	291305.3	219199.8	587293.7
4	87396.0	431341.6	212388.6	731126.2
5	87396.0	450438.1	211542.9	749377.0
6	87396.0	540398.8	207922.9	835717.6
7	87396.0	564272.4	206877.5	858545.9
8	87396.0	587919.5	205834.4	881149.8
9	87396.0	611162.6	204802.7	903361.2
10	87396.0	633834.6	203790.9	925021.4
11	87396.0	655778.5	202806.9	945981.3
12	87396.0	676847.3	201858.4	966101.6
13	87396.0	696904.2	200952.1	985252.3

14	87396.0	715822.7	200094.6	1003313.3
15	87396.0	733486.2	199291.8	1020173.9
16	87396.0	749788.3	198549.1	1035733.4
17	87396.0	764632.8	197871.4	1049900.1
18	87396.0	777933.4	197263.2	1062592.6
19	87396.0	789614.4	196728.2	1073738.5
20	87396.0	799609.7	196269.9	1083275.5
21	87396.0	807863.6	195891.0	1091150.6
22	87396.0	814330.7	195593.9	1097320.5
23	87396.0	818975.3	195380.4	1101751.7
24	87396.0	821772.2	195251.8	1104420.0
25	87396.0	822706.2	195208.8	1105311.0
26	87396.0	821772.2	195251.8	1104420.0
27	87396.0	818975.3	195380.4	1101751.7
28	87396.0	814330.7	195593.9	1097320.5
29	87396.0	807863.6	195891.0	1091150.6
30	87396.0	799609.7	196269.9	1083275.5
31	87396.0	789614.4	196728.2	1073738.5
32	87396.0	777933.4	197263.2	1062592.6
33	87396.0	764632.8	197871.4	1049900.1
34	87396.0	749788.3	198549.1	1035733.4
35	87396.0	733486.2	199291.8	1020173.9
36	87396.0	715822.7	200094.6	1003313.3
37	87396.0	696904.2	200952.1	985252.3
38	87396.0	676847.3	201858.4	966101.6
39	87396.0	655778.5	202806.9	945981.3
40	87396.0	633834.6	203790.9	925021.4
41	87396.0	611162.6	204802.7	903361.2
42	87396.0	587919.5	205834.4	881149.8
43	87396.0	564272.4	206877.5	858545.9
44	87396.0	540398.8	207922.9	835717.6
45	87396.0	450438.1	211542.9	749377.0
46	87396.0	431341.6	212388.6	731126.2
47	87396.0	306433.4	217454.1	611283.5

48	76788.6	276476.7	219847.1	573112.4
49	76788.6	262519.2	220442.0	559749.8
50	76788.6	249632.1	220973.9	547394.7

4.5.3.2 Analisa Tegangan Gelagar Fase service

Tegangan ijin penampang

- Tegangan tekan = 31,68 MPa

- Tegangan Tarik= -4,19 MPa

$$f_{atas} = \frac{F_i}{A_c} - \frac{F_i \cdot e \cdot Y_a}{I_x} + \frac{M_G \cdot Y_a}{I_x}$$

$$f_{bawah} = \frac{F_i}{A_c} + \frac{F_i \cdot e \cdot Y_b}{I_x} - \frac{M_G \cdot Y_b}{I_x}$$

Tabel 4.41 Tegangan gelagar pada fase service

section	Fo	f			
m	N	Mpa	atas	Mpa	bawah
0	8196725.3	2.0	OK	7.7	OK
1	8184370.2	3.0	OK	6.4	OK
2	8171007.6	3.9	OK	5.1	OK
3	8156826.3	4.8	OK	3.8	OK
4	8012993.8	4.4	OK	6.3	OK
5	7994743.0	5.0	OK	5.3	OK
6	7908402.4	4.6	OK	5.8	OK
7	7885574.1	5.2	OK	4.8	OK
8	7862970.2	5.7	OK	3.9	OK
9	7840758.8	6.2	OK	3.1	OK
10	7819098.6	6.6	OK	2.3	OK
11	7798138.7	7.1	OK	1.5	OK
12	7778018.4	7.5	OK	0.8	OK
13	7758867.7	7.8	OK	0.1	OK
14	7740806.7	8.2	OK	-0.5	OK
15	7723946.1	8.5	OK	-1.0	OK

16	7708386.6	8.8	OK	-1.6	OK
17	7694219.9	9.1	OK	-2.0	OK
18	7681527.4	9.3	OK	-2.4	OK
19	7670381.5	9.5	OK	-2.8	OK
20	7660844.5	9.7	OK	-3.1	OK
21	7652969.4	9.8	OK	-3.3	OK
22	7646799.5	9.9	OK	-3.5	OK
23	7642368.3	10.0	OK	-3.7	OK
24	7639700.0	10.0	OK	-3.7	OK
25	7638809.0	10.0	OK	-3.8	OK
26	7639700.0	10.0	OK	-3.7	OK
27	7642368.3	10.0	OK	-3.7	OK
28	7646799.5	9.9	OK	-3.5	OK
29	7652969.4	9.8	OK	-3.3	OK
30	7660844.5	9.7	OK	-3.1	OK
31	7670381.5	9.5	OK	-2.8	OK
32	7681527.4	9.3	OK	-2.4	OK
33	7694219.9	9.1	OK	-2.0	OK
34	7708386.6	8.8	OK	-1.6	OK
35	7723946.1	8.5	OK	-1.0	OK
36	7740806.7	8.2	OK	-0.5	OK
37	7758867.7	7.8	OK	0.1	OK
38	7778018.4	7.5	OK	0.8	OK
39	7798138.7	7.1	OK	1.5	OK
40	7819098.6	6.6	OK	2.3	OK
41	7840758.8	6.2	OK	3.1	OK
42	7862970.2	5.7	OK	3.9	OK
43	7885574.1	5.2	OK	4.8	OK
44	7908402.4	4.6	OK	5.8	OK
45	7994743.0	5.0	OK	5.3	OK
46	8012993.8	4.4	OK	13.5	OK

47	8132836.5	3.8	OK	5.3	OK
48	8171007.6	3.9	OK	5.1	OK
49	8184370.2	3.0	OK	6.4	OK
50	8196725.3	2.0	OK	7.7	OK

- Perhitungan Kontrol Lendutan

Akibat gaya prategang dan berat sendiri balok (Bentang 50 m).

$$F_0 = 7638809 \text{ N}$$

$$E = 45098,78 \text{ MPa}$$

$$I = 9,518E + 11 \text{ mm}^4$$

$$\text{Berat sendiri (q)} = 19,40 \text{ N/mm}$$

$$e = 1383,6 \text{ mm}$$

$$L = 50000 \text{ mm}$$

➤ Saat Service

$$W_p = \frac{8.F_0.e}{L^2}$$

$$= 33,82 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} W &= W_p - q \\ &= 33,82 - 19,40 \\ &= 14,41 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\Delta_0 = \frac{5.w.L^4}{384 EI}$$

$$= 27,32 \text{ mm} < 50 \text{ mm OK Keatas } \uparrow$$

- Lendutan tambahan

Akibat plat lantai dan aspal

$$W = 15,437 \text{ N/mm}$$

$$\Delta_1 = \frac{5.w.L^4}{384 EI}$$

$$= 29,26 \text{ mm Kebawah } \downarrow$$

Akibat diafragma

$$W = 1,825 \text{ N/mm}$$

$$\Delta 1 = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 EI}$$

$$= 3,46 \text{ mm Kebawah } \downarrow$$

Akibat UDL dan KEL

$$W \text{ UDL} = 13,32 \text{ N/mm}$$

$$\Delta 2 = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 EI}$$

$$= 25,25 \text{ mm Kebawah } \downarrow$$

$$W \text{ KEL} = 2,53 \text{ N/mm}$$

$$\Delta 3 = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 EI}$$

$$= 4,81 \text{ mm Kebawah } \downarrow$$

Total Lendutan Tambahan :

$$\Delta 1 + \Delta 2 + \Delta 3 = 29,26 + 3,46 + 25,25 + 4,81$$

$$\Delta_{\text{tot}} = 62,79 \text{ mm Kebawah } \downarrow$$

Lendutan yang terjadi :

$$\Delta 0 (\text{service}) + \Delta_{\text{tot}} = 27,32 + (-62,79)$$

$$= -35,46 \text{ mm}$$

$$= -3,54 \text{ cm Kebawah } \downarrow$$

$$1/800 \times \text{Bentang (50)} = 62,5 \text{ mm Kebawah } \downarrow$$

$$\text{Kontrol} : 35,46 \text{ mm} < 62,5 \text{ mm} \dots \text{ OK}$$

BAB V

PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH

5.1 Perencanaan Abutment

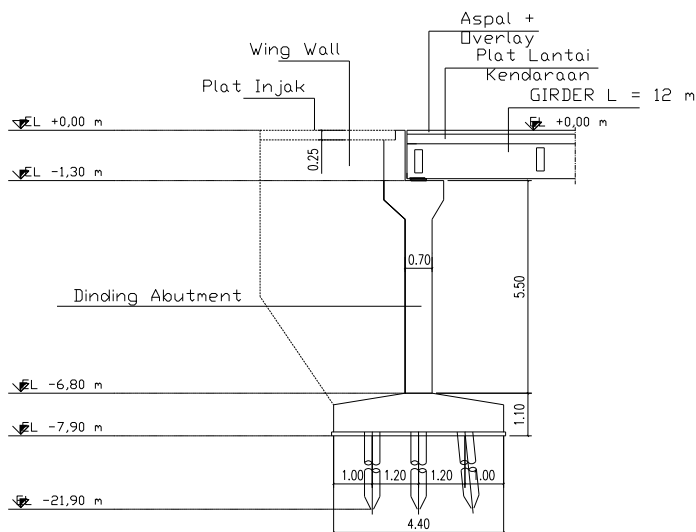
Elemen bangunan bawah jembatan berfungsi untuk menyalurkan beban – beban (baik beban hidup maupun beban mati) dari bangunan atas ke pondasi jembatan dan menahan tekanan tanah serta beban – beban aksi lingkungan lainnya. Dalam perencanaan Jembatan Ngancar ini bangunan bawah yang dimaksudkan adalah Abutment dan Pilar dimana akan direncanakan pula elemen – elemen penyusun dan pelengkapya

5.1.1 Desain Dimensi Abutment

Dalam perencanaan abutment menggunakan acuan dari peraturan BMS BDM 1992 dan BMS BDC 1992. Abutment terdiri dari beberapa elemen, yaitu pondasi, pile cap (poer), dinding abutment, longitudinal stopper, plat injak dan wing wall. Penulangan abutment direncanakan dari analisis element – elemen abutment jembatan. Analisis pembebanan atas baik beban hidup maupun mati, beban sendiri abutment, beban rem, beban angin, beban tekanan tanah aktif, tekanan tanah dinamis akibat beban gempa serta beban gempa. Berikut ini adalah analisis pembebanan serta elemen – elemen penyusun dan pelengkap abutment

Data – data perencanaan Abutment :

- Elevasi Muka Tanah Asli: - 6,8 m
- Elevasi Lantai Kerja Abutment : - 7,9 m
- Elevasi lantai Kendaraan : 0,00 m
- Tinggi Abutment Rencana: 7,9 m
- Lebar Abutment : 9 m
- Panjang Bentang Jembatan : 12 m



Gambar 5.1 Perencanaan Abutment

5.1.1.1 Analisis Pembebanan pada Pondasi Abutment

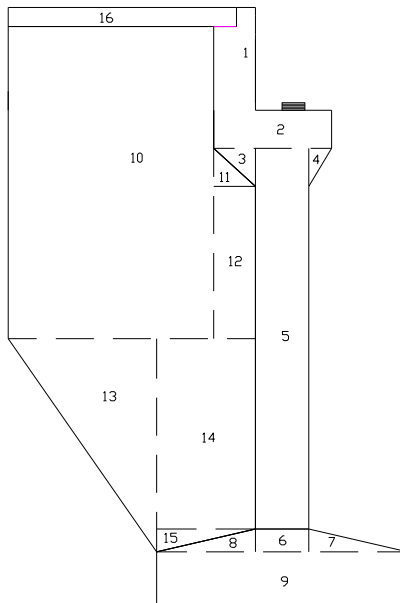
1. Beban mati bangunan atas

Tabel 5.1 Gaya reaksi Vabt akibat beban mati 1/2 bang. atas

NO	URAIAN	V Abt (kN)
1	Plat lantai kendaraan	320,25
2	Lapisan aspal + overlay	79,2
3	Genangan air hujan	25,1
4	Tiang Sandaran	18,5
5	Girder beton	324
6	Diafragma	56,25
7	Instalasi ME dan Salir	20
	Jumlah	843,35

2. Beban sendiri abutment

Dalam perhitungan berat sendiri abutment dibagi atas beberapa segmen. Hal ini untuk memudahkan dalam analisis. Analisis berat abutment didapat dari volume per segmen dikalikan dengan berat jenis kemudian dilanjutkan dengan menghitung statis momen titik tangkap gaya/titik berat abutment terhadap center poer.



Gambar 5.2 Pembagian Segmen Abutment

Tabel 5.2 Perhitungan beban sendiri abutment

Segmen	H m	B m	L m	Volume m ³	Berat (kN)	x m	z m
1	0.25	1.35	8	2.70	67.50	0.475	7.17
2	0.5	1.55	8	6.20	155.00	1.05	6.25
3	0.5	0.55	8	1.10	27.50	1.32	5.83
4	0.3	0.5	8	0.60	15.00	1.23	5.83
5	5	0.7	8	28.00	700.00	0.27	3.5
6	0.7	0.3	10	2.10	52.50	0	0.85
7	0.3	1.3	8	1.56	39.00	1.46	0.8
8	0.3	1.3	8	1.56	39.00	4.46	0.8
9	3.3	0.7	10	23.10	577.50	3.9	0.35
10	3	2.7	0.3	2.43	60.75	1.42	5
11	0.5	0.55	0.3	0.04	1.03	1.32	5.66
12	0.55	2	0.3	0.33	8.25	2.15	4.5
13	2.8	1.95	0.3	0.82	20.48	2.15	2.56
14	1.3	2.5	0.3	0.98	24.38	2.15	2.25
15	0.3	1.03	0.3	0.02	0.58	3.87	0.9
16	0.25	3	8	1.50	37.50	3.87	6.625
Berat total					1788.46		

Tabel 5.3 Perhitungan Statis Momen Abutment

Segmen	W . X	W . Z
	kN.m	kN.m
1	32.06	483.98
2	162.75	968.75
3	36.30	160.33
4	18.45	87.45
5	189.00	2450.00
6	0.00	44.63

7	56.94	31.20
8	173.94	31.20
9	2252.25	202.13
10	86.27	303.75
11	1.36	5.84
12	17.74	37.13
13	44.02	52.42
14	52.41	54.84
15	2.24	0.52
15	145.13	248.44
	3125.73	4914.14

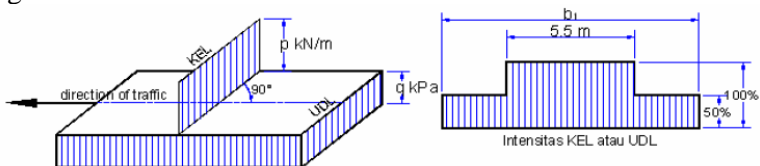
Sehingga, didapatkan titik berat atau titik tangkap gaya :

$$x = 1,747 \text{ m}$$

$$z = 2,748 \text{ m}$$

3. Beban hidup lalu lintas

Beban lalu lintas (lajur “D”) untuk rencana bangunan bawah jembatan jalan raya terdiri dari BTR dan BGT dimana akan ditempatkan melintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan ekuivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya. Jumlah total pembebanan lajur “D” yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan. Asumsi pembebanan BTR dan BGT seperti yang ditunjukkan dalam gambar bawah ini :



Gambar 5.3 Asumsi Beban hidup Lalu - Lintas

Panjang bentang span kanan jembatan (L): 12 m

Lebar perkerasan jembatan (b): 6 m

Beban BGT (P_{BGT}): 49 kN/m

Faktor beban dinamis ($1 + DLA$): 1,4

Beban BTR (q_{BTR}): 9 kN/m²

Total beban BTR dan BGT untuk span kanan 25 m :

$$\begin{aligned} V_{BTR} &= ((5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR})) \times L \\ &= ((5,5 \times 9) + ((6 - 5,5) \times 0,5 \times 9)) \times 12 \\ &= 621 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{BGT} &= (5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA)) + (b - 5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA)))) \\ &= (5,5 \times (49 \times 1,4) + (6 - 5,5 \times (49 \times 1,4))) = \\ &= 394,45 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total beban hidup lalu lintas :

$$\begin{aligned} V_{\text{total}} &= V_{BTR} + V_{BGT} \\ &= 621 + 394,45 \\ &= 1015,45 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Beban tekanan tanah aktif

Analisis Beban tekanan tanah aktif berdasarkan RSNI T-02-2005 Pasal 5.4.2 dimana tekanan tanah dihitung berdasarkan harga nominal W_s , C , dan γ_t . Pada bagian tanah dibelakang dinding abutment adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,60 m yang berupa beban merata ekuivalen beban kendaraan pada bagian tersebut. Beban tekanan tanah akan membebani tembok penahan tanah dari kepala jembatan dengan arah horizontal, sehingga tekanan tanah ini dapat menimbulkan efek guling pada kepala jembatan.

Tinggi timbunan (H)= 6,4 m

Berat Jenis tanah (γ_t)= 17,2 kN/m²

Sudut geser tanah (ϕ)= 14,3°

Lebar Abutment (B_y)= 9 m

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2 (45^\circ - \phi) \\ &= 0.604 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 0.6 \times \gamma_t \\ &= 10.32 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta1} &= q \times K_a \times H \times B_y \\ &= 358,95 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta2} &= 0.5 \times K_a \times \gamma_t \times H^2 \times B_y \\ &= 1914,39 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{tot} &= 358,95 + 1914,39 \\ &= 2273,33 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Beban tekanan tanah akibat gempa

Selain tekanan tanah aktif, beban tekanan tanah juga diperhitungkan bila terjadi gempa (tekanan tanah dinamis akibat gempa). Diasumsikan tembok penahan tanah adalah tembok yang fleksibel sesuai ketentuan yang terdapat pada SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 9.6

Perhitungan Tekanan Tanah dinamis akibat Gempa :

Berat Jenis tanah (γ_t) = 17,2 kN/m²

Sudut geser tanah (ϕ) = 14,3°

Rencana sudut tembok (δ) = 9,533°

Sudut kemiringan timbunan (α) = 0°

Sudut kemiringan tepi belakang tembok (β) = 0°

Koefisien tekanan tanah aktif (K_a) = 0,604

Koefisien gempa horizontal (K_h) = $A_s \times 0,5$

$$= 0,25 \times 1,3 \times 0,5$$

$$= 0,163$$

Sudut geser tanah nominal (θ) = $\tan^{-1} K_h$

$$= 9,235^\circ$$

Koefisien tekanan tanah dinamis :

$$\begin{aligned} \mu &= \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \phi) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2 \\ &= \left(1 + \sqrt{\frac{0.404078 \times 0.246999}{0.914725 \times 1}} \right)^2 \\ &= (1 + 0.33032) \\ &= 1.769751 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{AE} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\mu \cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \\ &= \frac{0.992204}{1.77 \times 0.987 \times 1 \times 0.947} \\ &= 0.599905 \end{aligned}$$

Tekanan tanah Dinamis akibat Gempa :

$$\begin{aligned} E_{AE} &= \frac{\gamma t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\ &= \frac{17.2 \times 40.96}{2} \times 1 \times 0.599905 \\ &= 211,32 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$E_{AE} = E_{AE} \times B_y$$

$$\begin{aligned}
 &= 381.573 \quad \times \quad 9 \\
 &= 1901,88 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6. Beban gempa

Analisis beban gempa pada jembatan mengacu pada SNI Gempa 2833 – 2013. Beban gempa direncanakan dengan metode beban horisontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada pilar direncanakan 50% dari span kiri dan span kanan.

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \text{ (SNI Gempa 2833-2013 Pasal 5.1)}$$

PGA (Percepatan puncak batuan dasar): 0,25

Ss (Respons spektral untuk 0,2 detik): 0,4

S₁(Respons spektral untuk 1 detik): 0,15

- Menentukan kelas situs

Tabel 5.4 Hasil pengolahan data N-SPT tanah

tebal lapisan tanah (t)	Jenis tanah	Nilai hasil uji penetrasi (N)	t/N
15	Lempung berlanau	23.67	0.634
5	Lanau berpasir	44.00	0.114
2	Lempung berlanau	35.00	0.057
8	Pasir Berlanau	44.00	0.182
30			0.986

$$N = \frac{\sum t_i}{\sum (t_i/N)} = \frac{30}{0,986} = 30,41$$

Tabel 5.5 Kelas situs (SNI Gempa 2833 - 2013 tabel 2)

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N}	\bar{S}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan $> 3m$) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5m$ dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35m$		

Dari hasil N diatas kemudian diplotkan ke dalam table 5.5 untuk mencari kelas situs. Didapatkan kelas situs untuk pondasi pilar yaitu tanah sedang

- **Menentukan faktor situs**

Tabel 5.6 Faktor amplifikasi untuk periode 0 dt&0,2dt (F_{PGA} / Fa)

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0.25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0.5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0.75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1.0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1.25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Ss	0.25	0.4	0.75
F_{PGA}	1.6	x	1.2

$x = 1.32$

Di dapat F_{PGA}/Fa dengan menggunakan interpolasi yaitu 1,32

Tabel 5.7 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

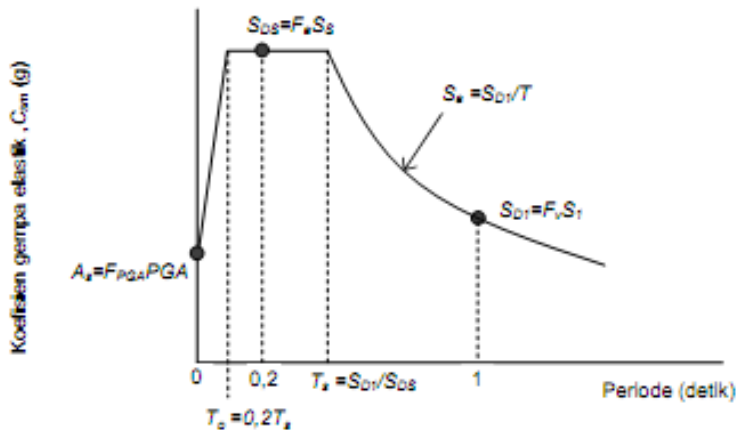
Kelas situs	$S_I \leq 0.1$	$S_I = 0.2$	$S_I = 0.3$	$S_I = 0.4$	$S_I \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

S_I	0.2	0.3	0.4
F_v	2	x	1,6

$$x = 1,7$$

Di dapat F_v dengan menggunakan interpolasi yaitu 1,7

- **Menghitung respons spektra**

**Gambar 5.4** Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah

$$\begin{aligned}
 A_s &= F_{PGA} \times PGA & S_{D1} &= F_v \times S_1 \\
 &= 1.32 \times 0.25 & &= 1,7 \times 0.3 \\
 &= 0.33 & &= 0.51
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{DS} &= F_a \times S_s \\
 &= 1.32 \times 0.4 \\
 &= 0.528
 \end{aligned}$$

- **Menentukan koefisien respons gempa elastik**

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.51}{0.528} = 0,96$$

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0.2 \times T_s \\
 &= 0.2 \times 0,96 \\
 &= 0,192
 \end{aligned}$$

$$T = 0,2$$

Cek persyaratan bila $T_0 < T < T_s$, maka digunakan syarat 2 :

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= S_{DS} \\
 &= 0.528
 \end{aligned}$$

- **Menentukan faktor modifikasi respons (R)**

Tabel 5.8 Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Tabel 5.9 Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur

Hubungan elemen struktur	Semua kategori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan fondasi	1,0

Data Perencanaan Beban Gempa :

$$C_{sm} = 0,528$$

$$R \text{ bang. Bawah} = 1$$

$$R \text{ bang. Atas} = 1$$

$$W \text{ set. Bang. Atas} = 8632,825 \text{ kN}$$

$$\text{Beban mati Abutment} = 17923,66 \text{ kN}$$

Beban Gempa Akibat Bang. Atas

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0.528}{1} \times 843,36 \\
 &= 445,29 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

Beban Gempa Akibat Abutment

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0.528}{1} \times 1918,84 \\
 &= 1013,14 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

7. Beban Angin

Gaya angin pada bangunan atas tergantung luas ekuivalen diambil sebagai luas padat jembatan dalam elevasi proyeksi tegak lurus. Gaya nominal akibat angin bergantung pada kecepatan angin rencana. Beban angin yang diperhitungkan berdasarkan RSNI T – 02 – 2005 adalah sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0,006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

- Kecepatan angin rencana (V_w): 25 m/s
- Lebar jembatan (b): 9 m
- Tinggi samping jembatan : 2,2 m
- Bentang jembatan : 12 m
- Luas bagian samping (A_b): 13,2 m²
- Koefisien serat (C_w): 1,25

$$\begin{aligned}
 T_{EW} \text{ span kanan} &= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \\
 &= 0,0006 \times 1,25 \times 25^2 \times 13,2 \\
 &= 6,18 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

8. Beban rem

Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas harus diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang. Beban rem yang diperhitungkan berdasarkan RSNI T – 02 – 2005 Pasal 7.6 untuk jembatan dengan panjang bentang 12 adalah 250 kN

5.1.1.2 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang

Dari analisis pembebanan diatas, maka langkah selanjutnya adalah analisis momen dan gaya. Perhitungan momen dan gaya tersebut dipusatkan pada center poer. Berikut ini perhitungan momen dan gaya yang bekerja pada poer ditunjukkan pada tabel 5.10 berikut :

Tabel 5.10 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Abutment

No	URAIAN	V	Hx	Hy	x
		kN	kN	kN	m
I	Beban Tetap				
	Struktur Atas	843.35			
	Abutment	1918.84			1.672
	Tek. Tanah Aktif 1		358.94		
	Tek. Tanah Aktif 2		1914.39		
II	Peng. Beban Hidup				
	UDL + KEL	1015.45			
	Beban Rem		250		
	Beban Angin			6.188	
III	Aksi Lain (Gempa)				
	Eq Struktur Atas		445.292	445.292	
	Eq Abutment		1013.14	1013.14	
	Eq Tek. Tanah Dinamis		1901.88		

Tabel 5.10 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Abutment**Lanjutan** Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Abutment

y m	z m	Mx kN.m	My kN.m
		3209.406	
	3.2	1148.633	
	2.13	4084.03	
	7.85	1962.5	
	7.85		48.571
	7.85	3495.548	3495.548
	2.835	2872.718	2872.718
	3.20	6086.019	

Kombinasi yang dipakai untuk kekuatan pondasi adalah :

– **Kombinasi 1** (**D + L + Ta**)

$$\begin{aligned}
 V_u &= 3777,64 \text{ kN} \\
 H_x &= 2273,34 \text{ kN} \\
 H_y &= 0.00 \text{ kN} \\
 M_x &= 8442,07 \text{ kN.m} \\
 M_y &= 0.00 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

– **Kombinasi 2** (**D + L + Ta + T_B**)

$$\begin{aligned}
 V_u &= 3777,64 \text{ kN} \\
 H_x &= 2523,34 \text{ kN} \\
 H_y &= 0.00 \text{ kN} \\
 M_x &= 10404,57 \text{ kN.m} \\
 M_y &= 0.00 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

– **Kombinasi 3**(**D + L + Ta + T_B + T_{EW}**)

$$\begin{aligned} V_u &= 3777,64 \text{ kN} \\ H_x &= 2523,34 \text{ kN} \\ H_y &= 6,19 \text{ kN} \\ M_x &= 10404,57 \text{ kN.m} \\ M_y &= 48,57 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

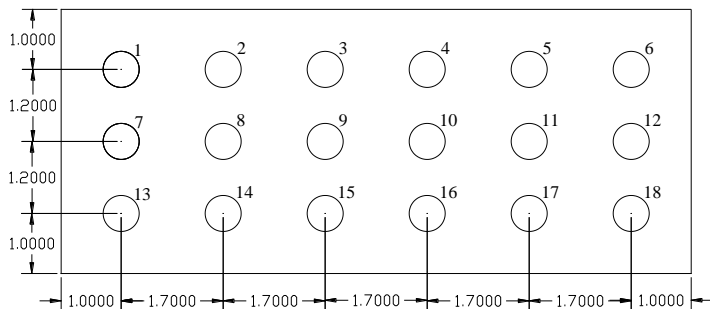
– **Kombinasi 4** (**D + Ex + 30%Ey + Taq**)

$$\begin{aligned} V_u &= 2762,19 \text{ kN} \\ H_x &= 3360,32 \text{ kN} \\ H_y &= 437,53 \text{ kN} \\ M_x &= 15663,57 \text{ kN.m} \\ M_y &= 1910,48 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

– **Kombinasi 5** (**D + 30%Ex + Ey + Taq**)

$$\begin{aligned} V_u &= 2762,19 \text{ kN} \\ H_x &= 2339,41 \text{ kN} \\ H_y &= 1458,44 \text{ kN} \\ M_x &= 11205,91 \text{ kN.m} \\ M_y &= 6368,27 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Konfigurasi Tiang Pancang :



Gambar 5.5 Konfigurasi tiang pancang abutment

- x = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
= 1,2 m
- y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)
= 1,7 m
- n = Jumlah Tiang Pancang
= 18

Dari kombinasi dan konfigurasi diatas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus :

$$P= V/n \pm \frac{Mx*y}{\sum y^2} \pm \frac{My*x}{\sum x^2}$$

- P= Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (kN)
- V= Total gaya aksial (kN)
- n= Jumlah tiang pancang (buah)
- Mx= Momen sumbu x (kN.m)
- My= Momen sumbu y (kN.m)
- y= Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
- x= Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

Tabel 5.11 Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

No	x	y	x ²	y ²	Komb. 1	Komb.	Komb.
----	---	---	----------------	----------------	---------	-------	-------

	m	m	m	m	kN	2 kN	3 kN
1	1.2	-4.25	1.44	18.0625	-26.60	-81.58	-78.20
2	1.2	-2.55	1.44	6.5025	67.99	35.00	38.38
3	1.2	-0.85	1.44	0.7225	162.57	151.58	154.95
4	1.2	0.85	1.44	0.7225	257.16	268.16	271.53
5	1.2	2.55	1.44	6.5025	351.75	384.74	388.11
6	1.2	4.25	1.44	18.0625	446.34	501.31	504.69
7	0	-4.25	0	18.0625	-26.60	-81.58	-81.58
8	0	-2.55	0	6.5025	67.99	35.00	35.00
9	0	-0.85	0	0.7225	162.57	151.58	151.58
10	0	0.85	0	0.7225	257.16	268.16	268.16
11	0	2.55	0	6.5025	351.75	384.74	384.74
12	0	4.25	0	18.0625	446.34	501.31	501.31
13	-1.2	-4.25	1.44	18.0625	-26.60	-81.58	-84.95
14	-1.2	-2.55	1.44	6.5025	67.99	35.00	31.63
15	-1.2	-0.85	1.44	0.7225	162.57	151.58	148.21
16	-1.2	0.85	1.44	0.7225	257.16	268.16	264.78
17	-1.2	2.55	1.44	6.5025	351.75	384.74	381.36
18	-1.2	4.25	1.44	18.0625	446.34	501.31	497.94
				17.28	151.725		

Lanjutan Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

Komb. 4 kN	Komb. 5 kN
-152.63	281.81
22.87	407.36
198.38	532.92
373.88	658.47
549.38	784.03
724.89	909.59
-285.30	-160.44
-109.80	-34.88
65.70	90.68
241.21	216.23
416.71	341.79
592.21	467.35
-417.98	-602.68
-242.47	-477.12
-66.97	-351.56
108.53	-226.01
284.04	-100.45
459.54	25.11

Dari perhitungan gaya aksial yang terjadi pada 1 pilar tiang pancang didapatkan gaya aksial terbesar yang diterima adalah 909,59 kN, selanjutnya gaya aksial yang harus terjadi harus lebih kecil dari daya dukung tanah

Tabel 5. 12 Gaya Aksial Tiang Pancang

Kombinasi Pembebanan	Beban P layan yang bekerja pada tiang	
	P max	P min
	kN	kN
Kombinasi 1	446.34	-26.60
Kombinasi 2	501.31	-81.58
Kombinasi 3	504.69	-84.95
Kombinasi 4	724.89	-417.98
Kombinasi 5	909.59	-602.68

5.1.1.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah

-Dari Tabel 6.56 dapat diketahui nilai maksimum (P_{max}) Gaya aksial tiang pancang akibat beban tetap (kombinasi 1) adalah 1029.192 Kn dan nilai minimum (P_{min}) adalah 170.175 Kn, sedangkan nilai maksimum (P_{max}) Gaya aksial tiang pancang akibat beban sementara (kombinasi 2) adalah 914.291Kn dan nilai minimum (P_{min}) adalah 127.137 Kn, Gaya aksial tiang pancang akibat beban sementara (kombinasi 3) adalah 1019.985 Kn dan nilai minimum (P_{min}) adalah 18.574 Kn. Dari hasil kemampuan tiang pancang didapat hasil reaksi berupa gaya aksial tekan dan tarik maka akan dikontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan. Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan tiang pancang yang berdiameter 0,60 m dan berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada titik bor P1. Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus dan hasilnya ditunjukkan berikut :Perhitungan berikut ini berdasarkan rumus Kazuto

Nazakawa.

$$R_a = \frac{1}{n} R_u$$

$$R_u = \frac{1}{n} [(q_d \cdot A) + (U \cdot \sum l_i \cdot f_i)]$$

Ra = Daya dukung tanah yang diizinkan (kN)

n = Faktor keamanan

Rp = Daya dukung terpusat tiang (kN)

Rf = Gaya geser dinding tiang (kN)

qd = Daya dukung terpusat tiang (kN/m²)

A = Luas ujung tiang (m²)

U = Panjang keliling tiang (m)

li = Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (m)

Perhitungan daya dukung tiang P1 kedalaman 14 m

$$\begin{aligned} \dot{N} &= \frac{N_1 + \dot{N}_2}{2} \\ &= \frac{40 + (30+28+31)}{2} \\ &= 35 \end{aligned}$$

Keterangan :

\dot{N} = Harga N rata-rata untuk perencanaan tanah pondasi pada ujung tiang

N1 = Harga N pada ujung tiang

\dot{N}_2 = Harga rata-rata N pada jarak 4D dari ujung tiang

Panjang ekivalensi dari penetrasi tiang

$$l = 1,1 \text{ m}$$

Daya dukung pada ujung tiang

$$\left(\frac{l}{D}\right) = 1,8333 \text{ m}$$

$$\left(\frac{qd}{N}\right) = 13$$

$$Qd = 13N = 35 \times 13 = 452,8333 \text{ ton/m}^2$$

$$= 4528,33 \text{ kN/m}^2$$

$$R_p = A \cdot qd = \left(\frac{\pi \cdot 0,6^2}{4}\right) \times 4528,33$$

$$= 1279,7 \text{ kN}$$

Tabel 5.13 Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø0,6 m – titik bor P1

Depth (m)	N	N	fi	fi x thickness (li)	Σ (fi li)
		Average	t/m ²	t/m	t/m
0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0
3	8	8	4	4	4
4	10	10	5	5	9
5	11	11	5.5	5.5	14.5
6	13	13	6.5	6.5	21
7	16	16	8	8	29
8	21	21	10.5	10.5	39.5

9	29	29	12	12	51.5
10	34	34	12	12	63.5
11	31	31	12	12	75.5
12	28	28	12	12	87.5
13	30	30	12	12	99.5
14	40	40	12	12	111.5
15	50	50	12	12	123.5
16	54	54	12	12	135.5
17	58	58	12	12	147.5
18	70	70	12	12	159.5
19	40	40	12	12	171.5
20	23	23	11.5	11.5	183
21	31	31	12	12	195
22	40	40	12	12	207
23	41	41	12	12	219
24	40	40	12	12	231
25	39	39	12	12	243
26	43	43	12	12	255
27	49	49	12	12	267
28	53	53	12	12	279
29	57	57	12	12	291
30	70	70	12	12	303

$$\begin{aligned}
 R_f &= U \cdot \sum l_i \cdot f_i = \Pi \times 0.6 \times 123.5 \\
 &= 210,066 \quad \text{Ton} \\
 &= 2100,66 \quad \text{Kn}
 \end{aligned}$$

Daya dukung yang diijinkan (Tekan)

$$\begin{aligned}
 R_u &= (R_p + R_f) \\
 &= q_d \cdot A + U \cdot \sum l_i \cdot f_i \\
 &= 127.97 + 210.07
 \end{aligned}$$

$$= 338.0367 \text{ Ton}$$

$$= 3380.367 \text{ KN}$$

Daya dukung yang diijinkan (Tekan)

$$R_u = 1/3 (R_p + R_f)$$

$$= 112,678 \text{ Ton (Tidak Ada Gempa)}$$

$$= 1127 \text{ kN}$$

$$R_u = 1/2 (R_p + R_f)$$

$$= 169,0183 \text{ Ton (Ada Gempa)}$$

$$= 1690 \text{ kN}$$

Daya dukung yang diijinkan (Tarik)

$$R_u = \left(\frac{R_f}{3} \right)$$

$$= 70 \text{ Ton (Tidak Ada Gempa)}$$

$$R_u = \left(\frac{R_f}{2} \right)$$

$$= 105 \text{ Ton (Ada Gempa)}$$

Efisiensi Kelompok Tiang

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan keofisien. Efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus Converse – Labbare :

$$\eta = 1 - \arctan \left(\frac{D}{k} \right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n}$$

η = Koefisien efisiensi kelompok tiang pancang

D= Diameter taing pancang

k= Jarak antar tiang tegak lurus sumbu x

m= Jumlah tiang dalam satu kolom (buah)

n= Jumlah tiang dalam satu baris (buah)

$$\eta = 1 - \arctan \left(\frac{D}{k} \right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n}$$

$$= 1 - \arctan \left(\frac{0,6}{1,7} \right) \times \frac{(3-1)6 + (6-1)3}{90 \cdot 6 \cdot 3}$$

$$= 1 - \arctan 0,35 \times \frac{12+15}{1620}$$

$$= 0,676$$

Kontrol Kekuatan Tiang Pancang Setelah mendapat P yang terjadi maka dilakukan analisis kontrol kekuatan tiang pancang terhadap gaya dan momen yang bekerja serta kontrol geser pons untuk mengetahui kemampuan beton menahan geser.

Dari wika pile classification direncanakan tiang pancang beton prategang dengan :

- Diameter tiang pancang (D)= 0,6 m
- Tebal (d)= 0,1 m
- Kelas = A
- Mutu beton (f_c')= 49,8 MPa
- Allowable axial load= 2527 kN
- Bending momen crack= 170 kN
- Bending momen ultimit = 255 kN
- Modulus elastisitas beton= 119948 MPa
- Momen inersia TP= $\frac{1}{64} \times \pi \times (D^4 - d^4)$
- = 510509 cm⁴

5.1.1.4 Kontrol terhadap Gaya Aksial Vertikal

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan tanah tempat tiang pancang ditanam. Hasil daya dukung yang terendah adalah yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang

- Berdasarkan kekuatan bahan

Kekuatan tekan (maksimal) terhadap gaya aksial vertikal untuk tiang pancang Ø0,6 m adalah 2527 kN, sedangkan beban vertikal maksimal yang diterima tiang adalah sebesar 909,59 kN

- Berdasarkan daya dukung tanah

Berdasarkan analisa perhitungan daya dukung tanah (data SPT) dari perumusan meyerhoff didapatkan besarnya daya dukung ijin tanah terhadap pondasi tiang pancang prestressed concrete spun pile Ø0,6 m dengan kedalaman 14 m diperoleh Q_{ijin} seperti yang ditabelkan berikut ini :

Tabel 5.14 Resume P_{ijin} tiang pancang Ø0,6m kedalaman 14m

Data Tanah	Kontrol Tekan Ada Gempa		Kontrol Tekan Tidak ada gempa		
P1	1690.184	> 602.68	1126.789	>	84.95
	OK		OK		

Data Tanah	Kontrol Tarik Ada Gempa			Kontrol Tarik Tidak ada gempa		
P1	1050.330	>	909.59	700.220	>	504.69
	OK			OK		

5.1.1.5 Kontrol terhadap Beban Horizontal

Gaya – gaya horisontal (H_x) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu x, diantaranya : Tekanan tanah dinamis akibat gempa + Beban rem + Beban 100% akibat gempa (struktur atas + Abutment)

$$H_x = 445 \text{ kN} + 1013 + 1902$$

$$= 3360 \text{ kN}$$

$$\sum H_x = 100\% H_x + 30\% H_y$$

$$= 3798 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 H \text{ per tiang} &= \frac{\sum H_x}{\text{Juml. Tiang}} \\
 &= \frac{3798}{18} \\
 &= 210,99 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya – gaya horisontal (H_y)diperoleh dari beban searah sumbu y , diantaranya : 30% akibat gempa (Struktur atas + Abutment) dan beban angin

$$H_y = 445 + 1013$$

$$= 1458,4 \text{ kN}$$

$$\sum H_x = 100\% H_y + 30\% H_x$$

$$= 2466,53 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} H \text{ per tiang} &= \frac{\sum H_y}{\text{Juml. Tiang}} \\ &= \frac{2466,53}{18} \\ &= 137,02 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kemampuan tambahan tiang menahan gaya horisontal bila diijinkan adanya pergeseran posisi ujung tiang sebesar d .

$$H_{ijin} = \frac{k \cdot D \cdot d}{\beta}$$

$$k = 0,2 \times E_o \times D^{-3/4} \times y^{-1/2}$$

E_o = modulus deformasi tanah pondasi (28N, Nilai N diambil NSPT rata-rata sampai pada kedalaman tiang pancang yang masuk kedalam tanah).

d = pergeseran posisi ujung tiang (cm) = 2,5cm

D = diameter tiang pancang

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}}$$

E = modulus elastisitas beton tiang

I = momen inersia penampang

$$\begin{aligned} k &= 0,2 \times E_o \times D^{-3/4} \times d^{-1/2} \\ &= 0,2 \times 28 \overline{N_{SPT}} \times D^{-3/4} \times d^{-1/2} \end{aligned}$$

$$= 0,2 \times 28.1 \times 60^{-3/4} \times 1^{-1/2}$$

$$= 0,164$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{0,1643 \times 60}{4 \times 119948 \times 510509}}$$

$$\beta = 0,00252$$

$$H_{ijin} = \frac{k \cdot D \cdot d}{\beta}$$

$$= \frac{24,643}{0,00252}$$

$$= 97,841 \text{ kN}$$

$$H_{ijin} = \frac{97,841}{2}$$

$$= 48,921$$

$$H_{1 \text{ tiang}} < H_{ijin} \dots OK$$

$$137,03 < 48,92 \dots \text{NOT OK}$$

Kesimpulan dari perhitungan diatas bahwa $H_1 \text{ tiang} > H_{ijin}$ maka perlu dilakukan pemasangan tiang pancang miring.

Perhitungan Tiang Pancang Miring

- Tiang Pancang Miring arah X

$$\alpha = 5,739$$

$$\sin \alpha = 0,10$$

Rumus mencari jumlah tiang pancang miring :

$$H_{ijin \text{ total}} + N_1 \cdot P \sin \alpha \geq \sum H_x$$

Keterangan :

H ijin 1 tiang pancang = 48,92 kN

Hijin 1 tiang x jumlah tiang pancang = 880,56 kN

Daya dukung tiang pancang dalam grup= 1690,18 kN

Total gaya horizontal yang bekerja arah X= 3797,85 kN

$$H_{ijin\ total} + N1 \cdot P \sin \alpha \geq \sum H$$

$$880,57 \text{ kN} + N1 \cdot 169,02 \cdot \sin \alpha \geq 3797 \text{ kN}$$

$$N1 \cdot 169,02 \geq 3797,85 - 880,57$$

$$N1 \geq \frac{2917,28}{169,02}$$

$$N1 = 12$$

- Tiang Pancang Miring arah Y

$$\alpha = 5,739$$

$$\sin \alpha = 0,10$$

Rumus mencari jumlah tiang pancang miring :

$$H_{ijin\ total} + N1 \cdot P \sin \alpha \geq \sum H_x$$

Keterangan :

H ijin 1 tiang pancang= 48,92 kN

Hijin 1 tiang x jumlah tiang pancang= 880,56 kN

Daya dukung tiang pancang dalam grup= 1690,18 kN

Total gaya horizontal yang bekerja arah X= 1242,37 kN

$$H_{ijin\ total} + N1 \cdot P \sin \alpha \geq \sum H$$

$$880,57 \text{ kN} + N1 \cdot 169,02 \cdot \sin \alpha \geq 1242,37 \text{ kN}$$

$$N1 \cdot 169,02 \geq 1242,37 - 880,57$$

$$N1 \geq \frac{361,8}{169,02}$$

$$N1 = 2$$

Kontrol terhadap Momen

$$M_m = 0,2079 \times \left(\frac{H}{2 \cdot \beta} \right)$$

$$k = 0,2 \times E_o \times D^{-3/4} \times y^{-1/2}$$

$$\begin{aligned}
&= 0,2 \times 28 \overline{N_{SPT}} \times D^{-3/4} \times y^{-1/2} \\
&= 0,2 \times 28.1 \times 60^{-3/4} \times 1^{-1/2} \\
&= 0,1643
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\beta &= \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}} \\
&= \sqrt[4]{\frac{0,164 \times 60}{4 \times 119948 \times 510509}} \\
&= 0,00252
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_m &= 0,2079 \times \left(\frac{H}{2 \cdot \beta} \right) \\
&= 0,2079 \times \left(\frac{137,03}{2 \times 0,00252} \right) \\
&= 56,554 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

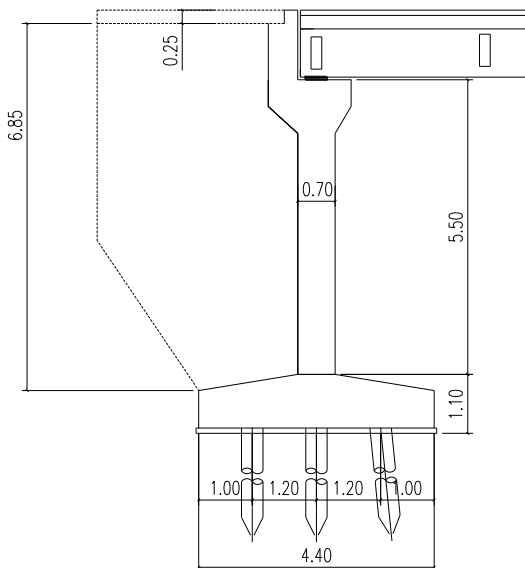
$$M_m < M_{crack}$$

$$56,554 < 290 \text{ kNm} \dots \text{OK}$$

-5.1.2 Perhitungan Poer (Pile Cap)

Perhitungan analisis pile cap berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Beban yang dihitung dari beban P yang terjadi pada tiang pancang, berikut dibawah ini analisis perencanaan pile cap

-5.1.2.1 Analisis gaya dan momen Poer



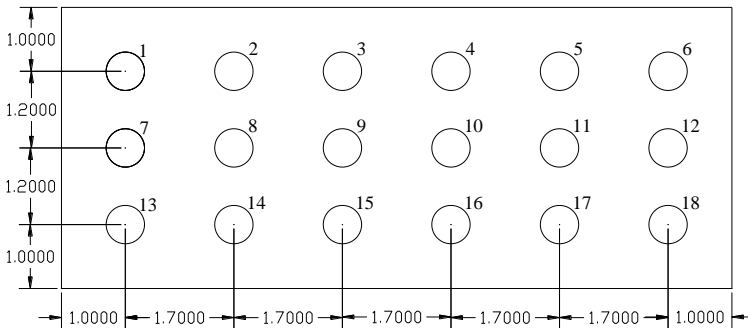
Gambar 5.6 Beban pada Poer Abutment

Tabel 5.15 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer

No	URAIAN	V	Hx	Hy	x
		kN	kN	kN	m
I	Beban Tetap				
	Struktur Atas	843.35			
	Abutment	1918.84			1.67
	Tek. Tanah Aktif 1		358.95		
	Tek. Tanah Aktif 2		1914.39		
II	Peng. Beban Hidup				
	UDL + KEL	1015.45			
	Beban Rem		250.00		
	Beban Angin			6.19	
III	Aksi Lain (Gempa)				
	Eq Struktur Atas		445.29	445.29	
	Eq Abutment		1013.15	1013.15	
	Eq Tek. Tanah Dinamis		1901.88		

Lanjutan Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer

y	z	Mx	My
m	m	kN.m	kN.m
		3209.406	
	3.2	1148.633	
	2.13	4084.03	
	7.85	1962.5	
	7.85		48.571
	7.85	3495.548	3495.548
	2.835	2872.718	2872.718
	3.20	6086.019	



Gambar 5.7 Konfigurasi tiang pancang abutment

- x = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
 = 1,2 m
 y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)
 = 1,7 m
 n = Jumlah Tiang Pancang
 = 18

Kombinasi yang dipakai untuk menghitung Poer adalah

- **Kombinasi 1** (**1,3D + 2L + 2Tb + 1,2Tew + 1,25Ta**)

$$\begin{aligned}
 V_u &= 5621,75 \text{ kN} \\
 H_x &= 3091,67 \text{ kN} \\
 H_y &= 7,43 \text{ kN} \\
 M_x &= 14638,06 \text{ kN.m} \\
 M_y &= 58,29 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- **Kombinasi 2** (**1,3D + 30%Ex + Ey + PaG**)

$$\begin{aligned}
 V_u &= 3590,85 \text{ kN} \\
 H_x &= 2339,41 \text{ kN} \\
 H_y &= 1458,44 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$M_x = 12168,7 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 6368,27 \text{ kN.m}$$

– **Kombinasi 3(1,3D + E_x + 30%E_y + PaG)**

$$V_u = 3590,85 \text{ kN}$$

$$H_x = 3360,32 \text{ kN}$$

$$H_y = 437,53 \text{ kN}$$

$$M_x = 20733 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 1910,48 \text{ kN.m}$$

Dari kombinasi dan konfigurasi diatas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengna rumus :

$$P = V/n \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$$

P= Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (kN)

V= Total gaya aksial (kN)

n= Jumlah tiang pancang (buah)

M_x= Momen sumbu x (kN.m)

M_y= Momen sumbu y (kN.m)

y= Jarak tiang terhadap sumbu x (m)

x= Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

Tabel 5.16 Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

No	x m	y m	x ² m	y ² m	Komb. 1 kN	Komb. 2 kN	Komb. 3 kN
1	1.2	-4.25	1.44	18.06	-93.66	300.87	-248.59
2	1.2	-2.55	1.44	6.50	70.35	437.22	-16.29
3	1.2	-0.85	1.44	0.72	234.36	573.56	216.01
4	1.2	0.85	1.44	0.72	398.37	709.90	448.32
5	1.2	2.55	1.44	6.50	562.38	846.25	680.62
6	1.2	4.25	1.44	18.06	726.40	982.59	912.92
7	0	-4.25	0	18.06	-97.71	-141.37	-381.27
8	0	-2.55	0	6.50	66.30	-5.02	-148.96
9	0	-0.85	0	0.72	230.31	131.32	83.34
10	0	0.85	0	0.72	394.33	267.66	315.64
11	0	2.55	0	6.50	558.34	404.01	547.95
12	0	4.25	0	18.0	722.35	540.35	780.25
13	-1.2	-4.25	1.44	18.06	-101.76	-583.61	-513.94
14	-1.2	-2.55	1.44	6.50	62.25	-447.27	-281.63
15	-1.2	-0.85	1.44	0.72	226.27	-310.92	-49.33
16	-1.2	0.85	1.44	0.72	390.28	-174.58	182.97
17	-1.2	2.55	1.44	6.50	554.29	-38.23	415.27
18	-1.2	4.25	1.44	18.06	718.30	98.11	647.58
			17.28	151.73			

Perhitungan Momen

Tabel 5.17 Perhitungan reaksi tiang pancang

Tiang Pancang	P komb 1 kN	P komb 2 kN	P komb 3 kN
Σ P1	1898.20	3850.40	1992.98
Σ P2	1873.92	1196.95	1196.95
Σ P3	1849.63	-1456.5	400.92

Tabel 5.18 Perhitungan momen Poer

Reaksi Akibat	Jarak terh center poer	Momen		
		Komb 1	Komb 2	Komb 3
$\Sigma P1$	1.20	2277.84	4620.47	2391.58
$\Sigma P2$	0.00	0.00	0.00	0.00
$\Sigma P3$	1.20	2219.56	-1747.8	481.10

Sehingga, untuk perencanaan penulangan poer dipakai hasil reaksi dari kombinasi 2 (1,3 D + 30%Ex + Ey + PaG). Momen yang dipakai untuk perhitungan penulangan poer adalah
 $M_u = 4620,47 \text{ kN.m}$
 $= 462,047 \text{ kN.m/m'}$

5.1.2.2 Perhitungan penulangan Poer

– Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 40 \text{ Mpa} & d' &= 50 \text{ mm} \\
 f_y &= 400 \text{ Mpa} & d &= 950 \text{ mm} \\
 h &= 1000 \text{ mm} & \emptyset_{\text{utama}} &= 32 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm} & \emptyset_{\text{bagi}} &= 16 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= 462,047 \text{ kN.m/m'} \\
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{462,04}{0.8} = 577,56 \text{ kN.m} \\
 \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0.0270 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035
 \end{aligned}$$

$$f_y = 400$$

$$\begin{aligned}\rho_{maks} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0270 \\ &= 0.0202\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.90$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{577,56 \times 10^6}{1000 \times 902500} \\ &= 0,64\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18.19} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.9 \times 0,64}{400}} \right) \\ &= 0.0037\end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccccc}\text{Cek} & \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ & 0.0035 & > & 0.0016 & < & 0.0202\end{array}$$

Maka dipakai $\rho_{\min} = 0,0035$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 1000 \times 950\end{aligned}$$

$$= 3325 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur $D \ 32$

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\ &= 803.84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{803.84 \times 1000}{3325} \\ &= 241,76 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama $D32 - 200$ ($A_s = 4019,2 \text{ mm}^2$)

– **Tulangan Pembagi**

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \times A_s \\ &= 20\% \times 3325 \\ &= 665 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur $D \ 16$

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\ &= 200.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}}$$

$$= \frac{200.96 \times 1000}{665}$$

$$= 302,2 \text{ mm}$$

Maka dipasang tul.bagi D16 – 300 mm ($A_s = 669,86 \text{ mm}^2$)

– **Penulangan Geser**

V_u	$=$	3850,4	N	B	$=$	1000	mm
f_c'	$=$	40	MPa	d'	$=$	50	mm
f_y	$=$	400	MPa	d	$=$	950	mm
h	$=$	1000	mm	ϕ_v	$=$	0.75	

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 1000 \times 950$$

$$= 1001387,9 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{b_w \times d}{3}$$

$$= \frac{1000 \times 950}{3}$$

$$= 316666,6 \text{ N}$$

Kontrol kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $385039,52 > 375520,4$ **NOT OK**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $375520,4 < 385039,52 < 751040,9$ **OK**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{smin})$
 $751040,9 > 385039,52 < 988540,9$ **NOT OK**
4. $\phi (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $988540,9 > 385039,52 < 2253122,8$ **NOT OK**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $2253122,8 > 385039,52 < 3755204,7$ **NOT OK**

Didapat perhitungan di atas Kondisi 2 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan geser 6 kaki dengan diameter Ø 13 mm

$$\begin{aligned}
 A_v &= 6 \times A_s \\
 &= 6 \times 0.25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 6 \times 0.25 \times 3.14 \times 169 \\
 &= 530,66 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{530,66 \times 400 \times 950}{316666,67}
 \end{aligned}$$

$$= 236,8 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser : $\varnothing 13 - 200$

5.1.3 Perhitungan Dinding Abutment

Perhitungan analisis dinding abutment berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate). Berikut di bawah ini analisis perencanaan dinding abutment

5.1.3.1 Analisis Pembebanan Dinding Abutment

Analisis pembebanan dinding abutment dengan beban yang bekerja yaitu beban sendiri, beban tekanan tanah, beban rem dan beban gempa.

1. Beban Sendiri Dinding Abutment

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times Wc \\ &= 5,5 \times 0,7 \times 25 \\ &= 96,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

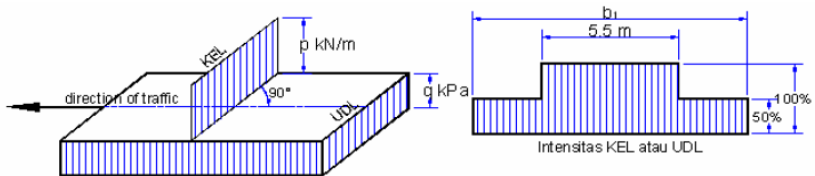
2. Berat Kobel Belakang

$$\begin{aligned} q &= (H_1 + H_2)/2 \times L \times Wc \\ &= 0,75 \times 0,55 \times 25 \\ &= 10,31 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Berat Longitudinal Stopper

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times Wc \\ &= 1,36 \times 0,6 \times 25 \\ &= 8,4375 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4. Beban Hidup Lalu Lintas



Gambar 5.8 Asumsi beban hidup lalu lintas

Lebar perkerasan jembatan (b): 12 m

Beban BGT (P_{BGT}): 49 kN/m

Faktor beban dinamis ($1 + DLA$): 1,4

Beban BTR (q_{BTR}): 9 kN/m²

$$V_{BTR} = ((5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}) \times L$$

$$= 783 \text{ kN}$$

$$V_{BGT} = (5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA)) + (b - 5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA))))$$

$$= 497,35 \text{ kN}$$

$$q_{BTR} = \frac{V_{BTR}}{By} = \frac{783}{9} = 87 \text{ kN/m}$$

$$q_{BGT} = \frac{V_{BGT}}{By} = \frac{497,35}{9} = 55,26 \text{ kN/m}$$

5. Beban 1/2 Struktur Atas

$$q_{abt} = \frac{V_{abt}}{By} = \frac{843,3}{9} = 93,7 \text{ kN/m}$$

6. Beban Tekanan Tanah Aktif

Tinggi timbunan (H)= 7,85 m

Berat Jenis tanah (γ_t)= 17,2 kN/m²

Sudut geser tanah (ϕ)= 14,3°

Koefisien tanah aktif (K_a)= 0,604

$$\begin{aligned} q &= 0.6 \times \gamma_t \\ &= 10.32 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta1} &= q \times K_a \times H \\ &= 48,93 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta2} &= 0.5 \times K_a \times \gamma_t \times H^2 \\ &= 320,09 \text{ kN} \end{aligned}$$

7. Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

Tinggi timbunan (H)= 7,85 m

Berat Jenis tanah (γ_t)= 17,2 kN/m²

Sudut geser tanah (ϕ)= 14,3°

Koefisien tanah aktif (K_a)= 0,604

Koefisien gempa horizontal (K_h)= 0,163

Koef.Tek.tanah dinamis (K_{AE})= 0,6

$$\begin{aligned} E_{AE} &= \frac{\gamma_t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\ &= \frac{17.2 \times 61,62}{2} \times 1 \times 0.6 \\ &= 317,91 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

8. Beban Gempa

$$C_{sm} = 0.528$$

$$R \text{ bang. Bawah} = 1$$

$$R \text{ bang. Atas} = 1$$

$$W \text{ set. Bang. Atas} = 843,3 \text{ kN}$$

$$\text{Beban Sendiri Breast Wall} = 787,5 \text{ kN}$$

$$\text{Berat Korbel} = 92,8 \text{ kN}$$

$$\text{Berat longitudinal stopper} = 75,93 \text{ kN}$$

Beban Gempa Akibat Bang. Atas :

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\ &= \frac{0.528}{1} \times 843,3 & &= \frac{445,26}{9} \\ &= 445,26 \text{ kN} & &= 49,47 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban Gempa Akibat Berat Sendiri Dinding Abutment :

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\ &= \frac{0.528}{1} \times 787,5 & &= \frac{415,8}{9} \\ &= 415,8 \text{ kN} & &= 46,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban Gempa Akibat Berat Korbel :

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\ &= \frac{0.528}{1} \times 92,8 & &= \frac{49}{9} \\ &= 49 \text{ kN} & &= 5,45 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban Gempa Akibat Berat Longitudinal Stopper :

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{\quad} \times W_t \qquad q = \frac{E_Q}{\quad}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{R}{1} \times 75,94 & \overline{By} \\
 &= 40,095 \text{ kN} &= \frac{40,095}{9} \\
 & &= 4.46 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

9. Beban Rem

$$\begin{aligned}
 T_B &= 250 \text{ kN} \\
 q &= \frac{T_B}{By} = \frac{250}{9} \\
 &= 27.77 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.1.3.2 Perhitungan Gaya dan Momen pada Dinding Abutment

– Kombinasi 1 (1,3D + 2L + 2T_B + 1,2T_{EW} + 1,25T_a)

Tabel 5.19 Kombinasi 1 Dinding Abutment

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m/m'
1	Berat sendiri	1.30	149.50		0	0.00
2	Berat korbel	1.30	13.41		0.53	7.11
3	Berat long stop	1.30	10.97		0.47	5.16
4	Tek. Aktif 1	1.25		61.16	0	0.00
5	Tek. Aktif 2	1.25		400.11	1.700	680.20
5	UDL + P _{KEL}	2.00	284.52		0.150	42.68
6	Beban Rem	2.00		55.56	7.17	398.33
	Total		458.40	516.83		1133.47

– Kombinasi 2 (1,3D + 1E_Q + 1T_{aq})

Tabel 5.20 Kombinasi 2 Dinding Abutment

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m/m'
1	Berat sendiri	1.30	149.50		0.000	0.00
2	Gempa Bang. Atas	1.00		49.47	7.17	354.73

3	Gempa Breast Wall	1.00		50.82	3.39	172.28
4	Gempa Korbrel	1.00		5.45	5.83	31.74
5	Gempa Long Stoj	1.00		4.46	7.17	31.94
6	Tek. Tanah. Dinamis	1.00		317.92	3.39	1077.75
	Total		149.50	428.11		1668.44

Untuk penulangan dinding abutment dipakai hasil reaksi dari Kombinasi 2 (1,3D + 1EQ + 1Taq). Momen yang dipakai untuk perencanaan penulangan dinding abutment sebesar : 1668,44 kN.m/m'

5.1.3.3 Perhitungan penulangan Dinding Abutment

– Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 40 \text{ Mpa} & d' &= 50 \text{ mm} \\
 f_y &= 400 \text{ Mpa} & d &= 750 \text{ mm} \\
 h &= 800 \text{ mm} & \emptyset_{\text{utama}} &= 32 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm} & \emptyset_{\text{bagi}} &= 22 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1668,44 \text{ kN.m/m'} \\
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{1668,44}{0.8} = 2085,54 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.0270938 \\
 &= 0.0203
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11,76$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{2085,54}{1000} \times \frac{10^6}{56200} \\ &= 3,70 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,76} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 3,70}{400}} \right) \\ &= 0,0098 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccccc} \text{Cek} & \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ & 0,0035 & < & 0,0098 & < & 0,0203 \end{array} \quad \text{OK}$$

Maka dipakai $\rho = 0,0098$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0098 \times 1000 \times 750 \\ &= 7378,86 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur $D \ 32$

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 1024 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{803.84 \times 1000}{7378,86} \\
 &= 108,94 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D32 – 100 (As = 8038.4 mm²)

– **Penulangan Bagi**

$$\begin{aligned}
 \text{As}' &= 20\% \times \text{As} \\
 &= 20\% \times 7378,86 \\
 &= 1475,77 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 22

$$\begin{aligned}
 \text{As} &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 484 \\
 &= 379.94 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{379.94 \times 1000}{1475,77} \\
 &= 257,45 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D22 – 250 (As = 1519,76 mm²)

– **Penulangan Geser**

V_u	$=$	458397,2	N	B	$=$	1000	mm
f_c'	$=$	25	MPa	d'	$=$	50	mm
f_y	$=$	240	MPa	d	$=$	750	mm
h	$=$	800	mm	ϕ_v	$=$	0.75	

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 750 \\
 &= 790569,415 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{b_w \times d}{3} \\
 &= \frac{1000 \times 750}{3} \\
 &= 250000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $458397,2 > 296463,5$ **NOT OK**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $296463,5 < 458397,2 < 592927$ **OK**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$
 $592927 > 458397,2 < 780427$ **NOT OK**

$$4. \quad \phi (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) \\ 780427 > 458397,2 < 1778781 \quad \textbf{NOT OK}$$

$$5. \quad \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) \\ 1778781 > 458397,2 < 2964635,3 \quad \textbf{NOT OK}$$

Didapat perhitungan di atas Kondisi 2 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan geser 7kaki dengan diameter Ø 12 mm

$$\begin{aligned} A_v &= 10 \times A_s \\ &= 10 \times 0.25 \times \pi \times \varnothing^2 \\ &= 10 \times 0.25 \times 3.14 \times 144 \\ &= 1130,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{791,28 \times 240 \times 750}{250000} \\ &= 976.67 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser :Ø 12 – 400 (10 Kaki)

5.1.4 Perhitungan Longitudinal Stopper

Perhitungan analisis longitudinal stopper berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate). Berikut di bawah ini analisis perencanaan longitudinal stopper

5.1.4.1 Analisis Pembebanan Longitudinal Stopper

Analisis pembebanan Longitudinal stopper dengan beban yang bekerja yaitu beban sendiri, beban tekanan tanah aktif, beban korbel, beban rem, beban tekanan tanah akibat gempa, dan beban gempa.

1. Beban Sendiri Longitudinal Stopper

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times W_c \\ &= 1,35 \times 0,25 \times 25 \\ &= 8,437 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Berat Korbel Belakang

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times W_c \\ &= 0,75 \times 0,55 \times 25 \\ &= 10,31 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Beban Rem

$$\begin{aligned} T_B &= 250 \text{ kN} \\ q &= \frac{T_B}{B_y} = \frac{250}{9} \\ &= 27,77 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4. Beban Tekanan Tanah Aktif

Tinggi timbunan (H)= 1,35 m

Berat Jenis tanah (γ_t)= 17,2 kN/m²

Sudut geser tanah (ϕ)= 14,3°

Koefisien tanah aktif (K_a)= 0,60

$$\begin{aligned} q &= 0.6 \times \gamma_t \\ &= 10.32 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{Ta1} &= q \times K_a \times H \\ &= 8,41 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_{Ta2} = 0.5 \times K_a \times \gamma_t \times H^2$$

$$= 9,47 \quad \text{kN}$$

5. Beban Tekanan Tanah Aktif Akibat Gempa

Tinggi timbunan (H)= 1,35 m

Berat Jenis tanah (γ_t)= 17,2 kN/m²

Sudut geser tanah (ϕ)= 14,3°

Koefisien tanah aktif (K_a)= 0,60

Koefisien gempa horizontal (K_h)= 0,163

Koef.Tek.tanah dinamis (K_{AE})= 0,6

$$\begin{aligned} E_{AE} &= \frac{\gamma_t \times H^2}{2} \times (1 - K_v) \times K_{AE} \\ &= \frac{17.2 \times 1,82}{2} \times 1 \times 0.6 \\ &= 9,40 \quad \text{kN/m} \end{aligned}$$

6. Beban Gempa

$$C_{sm} = 0.528$$

$$R \text{ bang. Bawah} = 1$$

$$R \text{ bang. Atas} = 1$$

$$W \text{ set. Bang. Atas} = 843,3 \quad \text{kN}$$

$$\text{Beban Sendiri Long Stopper} = 75,94 \quad \text{kN}$$

$$\text{Berat Korbel} = 92,8125 \quad \text{kN}$$

Beban Gempa Akibat Bang. Atas :

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t & q &= \frac{E_Q}{B_y} \\ &= \frac{0.528}{1} \times 843,3 & &= \frac{445,26}{9} \\ &= 445,26 \quad \text{kN} & &= 49,47 \quad \text{kN/m} \end{aligned}$$

Beban Gempa Longitudinal Stopper :

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad q = \frac{E_Q}{B_y}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{0.528}{1} \times 92,8125 &= \frac{49}{9} \\
 &= 49 \text{ kN} &= 5,45 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.1.4.2 Perhitungan Gaya dan Momen Long Stopper

– Kombinasi 1 (1,3D + 2L + 2TB + 1,2TEW + 1,25Ta)

Tabel 5.21 Kombinasi 1 long stopper abutment

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m
1	Berat sendiri	1.30	24.38		0.675	16.45
2	Tek. Aktif 1	1.25		8.41	0.675	5.68
3	Tek. Aktif 2	1.25		9.47	0.450	4.26
4	Beban rem	2.00		27.78	1.35	37.50
	Total		24.38	45.66		63.89

– Kombinasi 2 (1,3D + 1EQ + 1Taq)

Tabel 5.22 Kombinasi 2 long stopper abutment

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kN.m
1	Berat sendiri	1.30	24.38		0.675	16.45
2	Beban Gempa	1.25		59.37	1.35	80.15
3	Tek. Tanah. Dinamis	1.25		9.40	1	6.35
	Total		24.38	68.78		102.95

Untuk penulangan long stopper dipakai hasil reaksi dari Kombinasi 2 (1,3D + 1EQ + 1Taq). Momen yang dipakai untuk perencanaan penulangan long stopper sebesar :102,95 kN.m/m'

5.1.4.3 Perhitungan Penulangan Longitudinal Stoppper

– Penulangan lentur

$$\begin{array}{llll}
 f_c' & = & 25 & \text{Mpa} & d' & = & 30 & \text{mm} \\
 f_y & = & 400 & \text{Mpa} & d & = & 220 & \text{mm} \\
 h & = & 250 & \text{mm} & \varnothing_{\text{utama}} & = & 22 & \text{mm} \\
 b & = & 1000 & \text{mm} & \varnothing_{\text{bagi}} & = & 16 & \text{mm}
 \end{array}$$

$$M_u = 102,95 \quad \text{kN.m/m'}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{102,95}{0.8} = 128,7 \quad \text{kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0.0271
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.0270938 \\
 &= 0.0203
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{b \times d^2}{128.7 \times 10^6} \\
 &= \frac{1000 \times 48400}{2,65 \text{ N/mm}^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{18.824} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 2,65}{400}} \right) \\
 &= 0.0071
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccccc}
 \text{Cek} & \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\
 & 0.0035 & < & 0.0071 & < & 0.0203 & \text{OK}
 \end{array}$$

Maka dipakai $\rho = 0,0071$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.0071 \times 1000 \times 220 \\
 &= 1567,53 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 22

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 484 \\
 &= 379,94 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{\quad}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{\text{As perlu} \times 1000}{379,94 \times 1567,53} \\
 &= 228.60 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D22 – 200 (As = 1897,7 mm²)

– **Tulangan Pembagi**

$$\begin{aligned}
 \text{As}' &= 20\% \times \text{As} \\
 &= 20\% \times 1567,53 \\
 &= 313,50 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 16

$$\begin{aligned}
 \text{As} &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\
 &= 200.96 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{200.96 \times 1000}{313,50} \\
 &= 641.01 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tul.bagi D16 – 400 mm (As = 502,4 mm²)

5.1.5 Perhitungan Plat Injak

Plat injak merupakan konstruksi yang terletak menempel pada abutment, dengan ditumpu pada satu sisi oleh korbel belakang abutment. Fungsi plat injak adalah mencegah terjadinya penurunan pada oprit jembatan.

5.1.5.1 Analisis Pembebanan Plat Injak

Plat injak di desain agar kuat menahan berat sendiri dan beban hidup lalu lintas yang lewat di atas plat injak

1. Berat Sendiri Plat Injak

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times W_c \\ &= 3 \times 0,25 \times 25 \\ &= 18,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Berat Aspal + Overlay

$$\begin{aligned} q &= t_a \times L \times W_a \\ &= 0,1 \times 3 \times 22 \\ &= 6,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Berat Genangan Air Hujan

$$\begin{aligned} q &= t_h \times L \times W_w \\ &= 0,05 \times 3 \times 9,8 \\ &= 1,47 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4. Beban UDL

$$\begin{aligned} q &= 9 \text{ KN/m}^2 \\ q_{UDL} &= q \times L \\ &= 9 \times 3 \\ &= 27 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

5.1.5.2 Perhitungan Gaya dan Momen Plat Injak

Perhitungan momen pada plat injak di modelkan dengan perletakan Sendi – Rol, sendi yang ditumpu oleh korbel belakang dan rol yang ditumpu oleh tanah timbunan

Tabel 5.23 Rekapitulasi beban pada plat injak

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Bentang m	Mu kN.m
1	Berat sendiri	1.30	24.38	3	27.42
2	Beban UDL	1.30	35.10	3	39.49
3	Beban Aspal	2.00	13.20	3	14.85
4	Beban Air Hujan	2.00	2.94	3	3.31
	Total		72.68		81.76

Sehingga momen yang digunakan untuk perhitungan penulangan plat injak adalah : $81,76 \text{ kN.m}/3 \text{ m} = 27,25 \text{ kN.m/m'}$

5.1.5.3 Perhitungan Penulangan Plat Injak

– Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 40 \text{ Mpa} & d' &= 30 \text{ mm} \\
 f_y &= 400 \text{ Mpa} & d &= 220 \text{ mm} \\
 h &= 250 \text{ mm} & \emptyset_{\text{utama}} &= 16 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm} & \emptyset_{\text{bagi}} &= 13 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$Mu = 27,25 \text{ kN.m/m'}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{27,25}{0.8} = 34,06 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 40}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0.0434
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.0270938 \\
 &= 0.0325
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11,76$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{34,06 \times 10^6}{1000 \times 48400} \\
 &= 0,7039 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{11,76} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 0,7039}{400}} \right) \\
 &= 0.0018
 \end{aligned}$$

$$\text{Cek} \quad \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0.0035 > 0.0018 < 0.0325 \quad \text{NOT OK}$$

Maka dipakai $\rho_{\min} = 0,0035$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 1000 \times 220 \\ &= 770 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 16

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\ &= 200.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{200.96 \times 1000}{770} \\ &= 260,99 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 250 ($A_s = 803,84 \text{ mm}^2$)

– **Tulangan bagi**

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \times A_s \\ &= 20\% \times 770 \\ &= 154 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 13

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 169 \\
 &= 132.665 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{132.665 \times 1000}{154} \\
 &= 861,46 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D13 – 500($A_s = 265,33 \text{ mm}^2$)

5.1.6 Perhitungan Korbél

Perhitungan analisis korbél belakang abutment berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate). Berikut di bawah ini analisis perencanaan Korbél Belakang :

5.1.6.1 Analisis Pembebanan Korbél Belakang

Analisis pembebanan korbél belakang abutment beban yang bekerja yaitu berat sendiri korbél belakang , berat plat injak, dan beban hidup UDL

1. Berat Sendiri Korbél Belakang

$$\begin{aligned} q &= (H_1 + H_2) / 2 \times L \times W_c \\ &= 0,75 \times 0,55 \times 25 \\ &= 47,78 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Beban Plat Injak

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times W_c \\ &= 3 \times 0,25 \times 25 \\ &= 18,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Beban Aspal

$$\begin{aligned} q &= t_a \times L \times W_a \\ &= 0,1 \times 3 \times 22 \\ &= 6,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4. Beban Genangan Air Hujan

$$\begin{aligned} q &= t_h \times L \times W_w \\ &= 0,05 \times 3 \times 9,8 \\ &= 1,47 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5. Beban Hidup UDL

$$\begin{aligned} L &= 3 \text{ m} & q_{UDL} &= q \times L \\ q &= 9 \text{ kN/m}^2 & &= 9 \times 3 \\ & & &= 27 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5.1.6.2 Perhitungan Gaya dan Momen Korbel Belakang

Tabel 5.24 Rekapitulasi pembebanan pada Korbel belakang

No	Aksi / Beban	Fak. Beb.	Vu kN/m	Lengan m	Mu kN.m/m'
1	Berat sendiri	1.30	13.41	0.27	3.62
2	Berat Plat Injak	1.30	24.38	3	73.13
3	Beban Aspal	2.00	13.20	3	39.60
4	Beban Air Hujan	2.00	2.94	3	8.82
5	Beban UDL	2.00	54.00	3	162.00
	Total		107.92		287.16

Sehingga momen yang digunakan untuk perhitungan penulangan plat injak adalah :287,16 kN.m

5.1.6.3 Perhitungan Penulangan Korbel Belakang

– Penulangan lentur

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 25 \text{ Mpa} & d' &= 30 \text{ mm} \\
 f_y &= 400 \text{ Mpa} & d &= 520 \text{ mm} \\
 h &= 550 \text{ mm} & \emptyset_{\text{utama}} &= 25 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm} & \emptyset_{\text{bagi}} &= 16 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mu &= 287,16 \text{ kN.m/m'} \\
 Mn &= \frac{Mu}{\phi} = \frac{287,16}{0.8} = 358,95 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 25}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right)
 \end{aligned}$$

$$= 0.0271$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0270938 \\ &= 0.0203\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.824$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{358,95}{1000} \times \frac{10^6}{270400} \\ &= 2.758 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18.824} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.824 \times 1,327}{400}} \right) \\ &= 0.0034\end{aligned}$$

Cek	ρ_{\min}	<	ρ	<	ρ_{\max}	
	0.0035	>	0.0034	<	0.0203	NOT OK

Maka dipakai $\rho_{\min} = 0,0035$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 1000 \times 520 \\ &= 1820 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 22

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 484 \\ &= 379,94 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{379,94 \times 1000}{1820} \\ &= 208,76 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D22 – 200 ($A_s = 1899,7 \text{ mm}^2$)

– **Tulangan Pembagai**

$$\begin{aligned} A_{s'} &= 20\% \times A_s \\ &= 20\% \times 1820 \\ &= 364 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 16

$$A_s = 0.25 \times \pi \times D^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times 256$$

$$= 200.96 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}}$$

$$= \frac{200.96 \times 1000}{364}$$

$$= 552,09 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan bagi D16 – 400

– **Tulangan Geser**

V_u	$=$	107921,25	N	B	$=$	1000	mm
f_c'	$=$	25	MPa	d'	$=$	30	mm
f_y	$=$	400	MPa	d	$=$	520	mm
h	$=$	550	mm	ϕ_v	$=$	0.75	

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 520$$

$$= 433333,3 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{b_w \times d}{3}$$

$$= \frac{1000 \times 520}{3}$$

$$= 173333.3 \text{ N}$$

Kontrol kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $107921,25 < 162500$ **NOT OK**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $162500 > 107921,25 < 325000$ **OK**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{smin})$
 $325000 > 107921,25 < 455000$ **NOT OK**
4. $\phi (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $455000 > 107921,25 < 975000$ **NOT OK**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $975000 > 107921,25 < 1625000$ **NOT OK**

Didapat perhitungan di atas Kondisi 1 memenuhi syarat maka tidak perlu tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan geser 1 kaki dengan diameter Ø 13 mm

$$\begin{aligned}
 A_v &= 1 \times A_s \\
 &= 1 \times 0.25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 1 \times 0.25 \times 3.14 \times 169 \\
 &= 132,66 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{132,66 \times 240 \times 520}{}
 \end{aligned}$$

$$= \frac{173333.3}{159,2} \text{ mm}$$

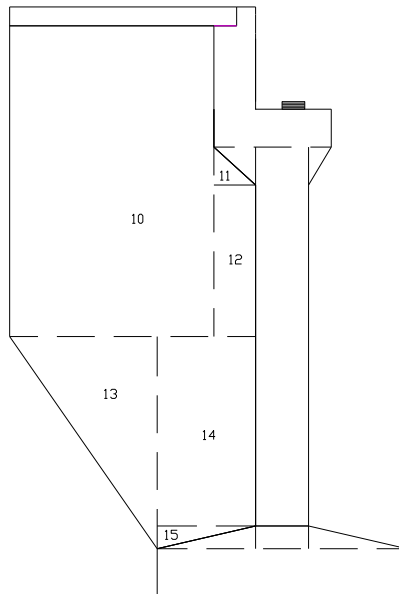
Maka dipasang tulangan geser : $\emptyset 13 - 150$ (1 Kaki)

5.1.7 Perhitungan Wing Wall

Fungsi dari wing wall (tembok sayap) adalah mencegah terjadinya longsoran pada timbunan tanah dari oprit jembatan, terutama longsorah ke samping.

5.1.7.1 Analisis Pembebanan pada Wing Wall

Wing wall menahan berat sendiri dan tekanan tanah aktif sebagai beban ultimit



Gambar 5.9 Pembabanan pada wing wall akibat beban sendiri

1. Berat Sendiri Wing Wall

Tabel 5.25 Rekapitulasi beban sendiri pada wing wall

Bag	Vol m ³	Berat kN	L m	Fak Beb	Mu kN.m
1	3.321	60.75	1.9	1.3	150.0525
2	0.04125	1.03125	0.183	1.3	0.245334375
3	0.33	8.25	0.275	1.3	2.949375
4	0.819	20.475	1.95	1.3	51.904125
5	1.092	27.3	0.65	1.3	23.0685
6	0.0585	1.4625	0.433	1.3	0.82324125
				Total	229.04

2. Beban Tekanan Tanah Aktif

Tinggi timbunan (H)= 6,5 m

Berat Jenis tanah (γ_t)= 17,2 kN/m²

Sudut geser tanah (ϕ)= 14,3°

Koefisien tanah aktif (K_a)= 0,604

$$\begin{aligned}
 q &= 0.6 \times \gamma_t \\
 &= 10.32 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{Ta1} &= q \times K_a \times H \\
 &= 40,52 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{Ta2} &= 0.5 \times K_a \times \gamma_t \times H^2 \\
 &= 219,46 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.26 Rekapitulasi beban tekanan tanah aktif pada wing wall

Bagian	Gaya kN	L m	Faktor Beban	Mu kN.m
P _{TA} 1	40.52	1.35	1.25	68.37129
P _{TA} 2	219.46	0.9	1.25	246.896325
			Total	315.27

5.1.7.2 Perhitungan Penulangan Wing Wall

– Penulangan lentur

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 40 \text{ Mpa} & d' &= 30 \text{ mm} \\
 f_y &= 400 \text{ Mpa} & d &= 270 \text{ mm} \\
 h &= 300 \text{ mm} & \emptyset_{\text{utama}} &= 22 \text{ mm} \\
 b &= 5800 \text{ mm} & \emptyset_{\text{bagi}} &= 16 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= 544,31 \text{ kN.m/m'} \\
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{544,31}{0.8} = 680,38 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 40}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0.0434
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.0270938
 \end{aligned}$$

$$= 0.0325$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11,76$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{680,38}{1000} \times \frac{10^6}{72900} \\ &= 1,60 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,76} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 1,60}{400}} \right) \\ &= 0.0046 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccccc} \text{Cek} & \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ & 0.0035 & < & 0.0041 & < & 0.0325 \end{array} \quad \text{OK}$$

Maka dipakai $\rho = 0,0046$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0046 \times 5800 \times 270 \\ &= 7127.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur $D \quad 19$

$$A_s = 0.25 \times \pi \times D^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.25 \times 3.14 \times 361 \\
 &= 283,38 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{283,38 \times 8610}{6456,47} \\
 &= 230.6 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D19 – 200 (As = 8218,16 mm²)

– **Tulangan pembagi**

$$\begin{aligned}
 \text{As}' &= 50\% \times \text{As} \\
 &= 50\% \times 7127,5 \\
 &= 3563,75 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 13

$$\begin{aligned}
 \text{As} &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 169 \\
 &= 132,665 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{132,665 \times 5800}{3563,75} \\
 &= 215,9 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D13 – 200(As = 3847,28 mm²)

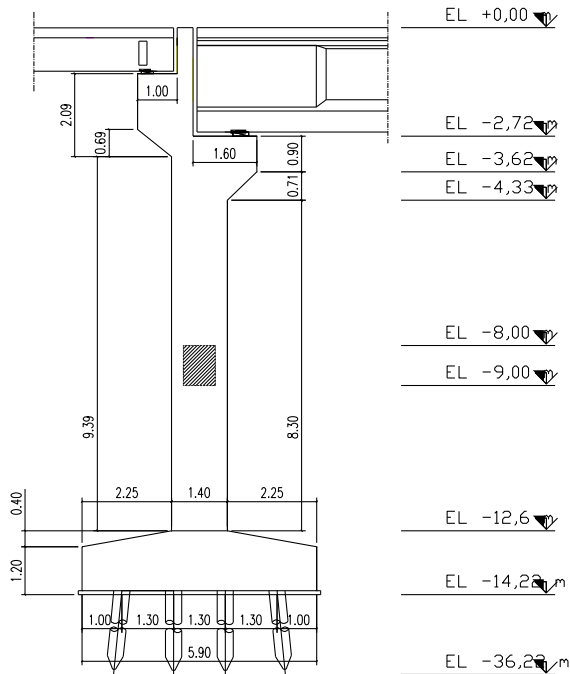
5.2 Perencanaan Pilar 1 dan 3

5.2.1 Desain Dimensi Pilar 1 dan Pilar 3

Dalam perencanaan pilar menggunakan acuan dari peraturan *BMS BDM 1992* dan *BMS BDC 1992*. Pilar terdiri dari beberapa elemen, yaitu pondasi, pile cap (poer), kolom pilar, longitudinal stopper, lateral stopper, dan pier head. Penulangan pilar direncanakan dari analisis elemen – elemen pilar jembatan. Analisa pembebanan untuk pilar terdiri atas beban dari bangunan atas baik beban hidup maupun mati, beban mati pilar, beban rem, beban angin, beban tekanan tanah aktif, tekanan tanah dinamis akibat gempa serta beban gempa. Berikut ini adalah analisis pembebanan serta elemen – elemen penyusun pilar.

Data – data perencanaan Pilar :

- Elevasi Muka Tanah Asli= - 14,22 m
- Elevasi Lantai Kendaraan = 0,00 m
- Tinggi Pilar= 14,22 m
- Lebar Pier Head = 9 m
- Pondasi = Tiang Pancang



Gambar 5.10 Potongan Memanjang Pilar1 dan 3

5.2.2 Perencanaan Pondasi Pilar

Berdasarkan analisis dari data penyelidikan tana pada pilar didapatkan nilai SPT berdasarkan titik bor 2 STA 110 + 500A(lihat lampiran) pada kedalaman 28meter sehingga dipakai jenis pondasi tiang pancang.

5.2.2.1 Analisis Pembebanan pada Pondasi Pilar

1. Beban mati bangunan atas

Tabel 5.27 Beban mati 1/2 bentang bangunan atas sisi kanan

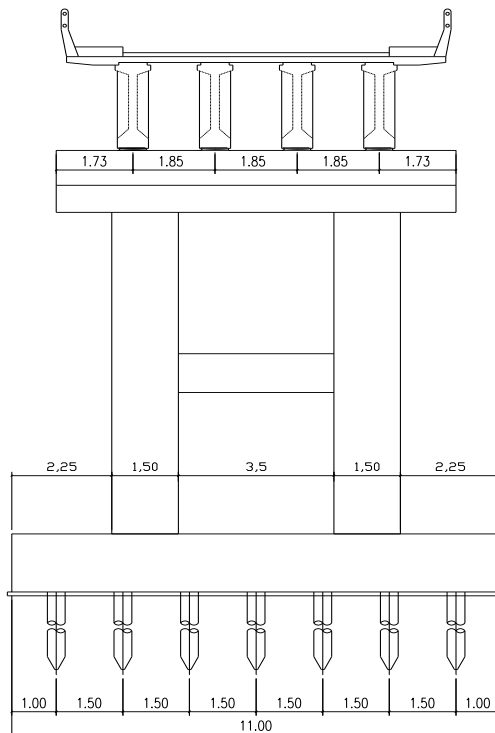
NO	URAIAN	V Pilar (kN)
1	Plat lantai kendaraan	1334,37
2	Lapisan aspal + overlay	330
3	Genangan air hujan	104,615
4	Tiang sandaran	68,9
5	Girder I precast	2175
6	Diafragma	49,125
7	Instalasi ME dan Salir	20
	<i>Jumlah</i>	4082,025

Tabel 5.28 Beban mati 1/2 bentang bangunan atas sisi kiri

NO	URAIAN	V Pilar (kN)
1	Plat lantai kendaraan	320,25
2	Lapisan aspal + overlay	79,2
3	Genangan air hujan	25,10
4	Tiang sandaran	18,55
5	Girder beton	324
6	Diafragma	56,25
7	Instalasi ME dan Salir	20
	<i>Jumlah</i>	843,35

2. Berat sendiri pilar

Dalam perhitungan beban/berat sendiri pilar dibagi menjadi beberapa segmen. Hal ini untuk mempermudah dalam analisis. Analisis berat pilar didapat dari volume per segmen dikalikan dengan berat jenis (γ), kemudian dilanjutkan dengan statis momen titik tangkap gaya/titik berat pilar terhadap center poer.



Gambar 5.11 Potongan Memanjang Pilar

Tabel 5.29 Perhitungan berat sendir Pilar

Segmen	H m	B m	L m	Volume m ³	Berat (kN)	x m	z m
1	1.57	0.14	9	1.98	47.48	0.63	11.8
2	2.47	0.4	9	8.89	213.41	0.36	12.2
3	1.4	0.86	9	10.84	260.06	1.13	11.9
4	0.86	0.685	9	2.65	63.62	0.98	10.95
5	1.6	1.4	9	20.16	483.84	0	10.2
6	0.9	0.74	9	5.99	143.86	1.07	10.56
7	0.74	0.7	9	2.33	55.94	0.95	9.87
8	1.5	8.3	1.5	117.28	2814.70	0	5.25
9	0.8	1	7	11.20	268.80	0	5.25
10	1.1	5	12	66.00	1584.00	0	0.55
Berat total					5935.71		

Tabel 5.30 Perhitungan Statis Momen Pilar

Segmen	W . X	W . Z
	kN.m	kN.m
1	29.91	560.23
2	76.83	2603.58
3	293.87	3094.76
4	62.35	696.67
5	0.00	4935.17
6	153.93	1519.12
7	53.15	552.17
8	0.00	14777.15
9	0.00	1411.20
10	0.00	871.20
	670.03	31021.24

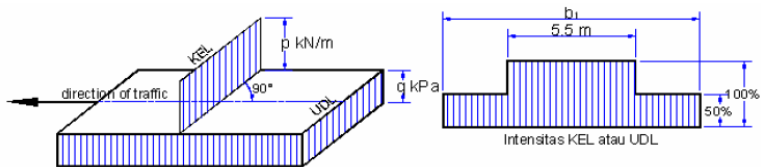
Sehingga, didapatkan titik berat atau titik tangkap :

$$x = 0,113 \text{ m}$$

$$y = 5,226 \text{ m}$$

3. Beban hidup lalu – lintas

Beban lalu lintas (lajur “D”) untuk rencana bangunan bawah jembatan jalan raya terdiri dari BTR dan BGT dimana akan ditempatkan melintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan ekuivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya. Jumlah total pembebanan lajur “D” yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan. Asumsi pembebanan BTR dan BGT seperti yang ditunjukkan dalam gambar bawah ini :



Gambar 5.12 Asumsi Beban hidup Lalu - Lintas

Panjang bentang span kiri jembatan (L): 12 m

Panjang bentang span kanan jembatan (L): 50 m

Lebar perkerasan jembatan (b): 6 m

Beban BGT (P_{BGT}): 49 kN/m

Faktor beban dinamis ($1 + DLA$): 1,4

Beban BTR (q_{BTR}): 9 kN/m²

Total beban BTR dan BGT untuk span kanan 12m :

$$\begin{aligned} V_{BTR} &= ((5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}) \times L \\ &= ((5,5 \times 9) + ((6 - 5,5) \times 0,5 \times 9) \times 12 \\ &= 621 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{BGT} &= (5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA)) + (b - 5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA)))) \\ &= (5,5 \times (49 \times 1,4) + (6 - 5,5 \times (49 \times 1,4))) = \\ &= 394,45 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total beban hidup lalu lintas :

$$\begin{aligned} V_{\text{total}} &= V_{\text{BTR}} + V_{\text{BGT}} \\ &= 621 + 394,45 \\ &= 1015,45 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total beban BTR dan BGT untuk span kiri 50m :

$$\begin{aligned} V_{\text{BTR}} &= ((5,5 \times q_{\text{BTR}}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{\text{BTR}}) \times L \\ &= ((5,5 \times 9) + ((6 - 5,5) \times 0,5 \times 9) \times 50 \\ &= 2587,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

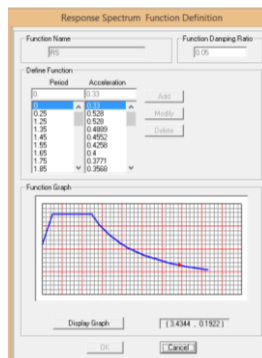
$$\begin{aligned} V_{\text{BGT}} &= (5,5 \times (P_{\text{BGT}} \times (1 + \text{DLA})) + (b - 5,5 \times (P_{\text{BGT}} \times (1 + \text{DLA}))) \\ &= (5,5 \times (49 \times 1,4) + (6 - 5,5 \times (49 \times 1,4))) = \\ &= 394,45 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total beban hidup lalu lintas :

$$\begin{aligned} V_{\text{total}} &= V_{\text{BTR}} + V_{\text{BGT}} \\ &= 2587,5 + 394,45 \\ &= 2981,95 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Beban gempa

Analisis beban gempa berdasarkan perhitungan data grafik respon spectrum gempa dari data tanah titik bor 2 STA 110 + 500A



Gambar 5.13 Respon Spectrum

5. Beban angin

Gaya angin pada bangunan atas tergantung luas ekuivalen diambil sebagai luas padat jembatan dalam elevasi proyeksi tegak lurus. Gaya nominal akibat angin bergantung pada kecepatan angin rencana. Beban angin yang diperhitungkan berdasarkan RSNI T – 02 – 2005 adalah sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0,006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

- Kecepatan angin rencana (V_w) : 25 m/s
- Lebar jembatan (b) : 8,54 m
- Tinggi samping jembatan : 3,6 m
- Bentang jembatan span kiri : 12 m
- Bentang jembatan span kanan : 50 m
- Luas bagian samping span kiri (A_b) : 13,2 m²
- Luas bagian samping span kanan (A_b) : 90 m²
- Koefisien serat (C_w) : 1,25

$$\begin{aligned} T_{EW} \text{ span kiri} &= 0,006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \\ &= 0,006 \times 1,25 \times 25^2 \times 13,2 \\ &= 6,187 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{EW} \text{ span kanan} &= 0,006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \\ &= 0,006 \times 1,25 \times 25^2 \times 90 \\ &= 42,187 \text{ kN} \end{aligned}$$

6. Beban rem

Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas harus diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang. Beban rem yang diperhitungkan berdasarkan RSNI T – 02 – 2005 Pasal 7.6 untuk jembatan dengan panjang bentang 12 dan 50 m adalah 250 kN

7. Beban Aliran dan Hanyutan

-Pengaruh dari aliran air dan benda hanyutan harus diperhitungkan dalam elevasi proyeksi tegak lurus. Gaya nominal akibat aliran dan hanyutan bergantung pada kecepatan air rata-rata. Beban aliran dan hanyutan diperhitungkan berdasarkan RSNI T 02 2005 adalah sebagai berikut :

$$T_{EF} = 0,006 \times C_d \times V_s^2 \times A_b$$

- Kecepatan air rata-rata (V_s): 1,4 m/s
- Koefisien seret aliran (C_d): 0,7
- Koefisien seret hanyutan (C_d): 1,04
- Luas proyeksi pilar (A_b): 9,75 m²
- Luas proyeksi benda hanyutan (A_b): 30 m²

$$\begin{aligned} T_{EF} \text{ Aliran} &= 0,006 \times C_d \times V_s^2 \times A_b \\ &= 0,006 \times 0,7 \times 1,4^2 \times 9,75 \\ &= 6,68 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{EF} \text{ Hanyutan} &= 0,006 \times C_d \times V_s^2 \times A_b \\ &= 0,006 \times 1,04 \times 1,4^2 \times 30 \\ &= 30,576 \text{ kN} \end{aligned}$$

-

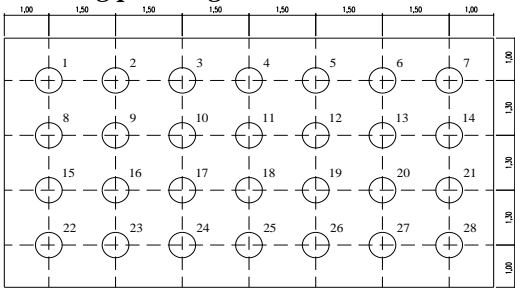
-

-

5.2.2.2 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang

Dari analisis pembebanan diatas, maka langkah selanjutnya adalah analisis momen dan gaya. Berikut ini hasil perhitungan momen dan gaya yang bekerja pada poer.

Konfigurasi tiang pancang :



Gambar 5.14 Konfigurasi tiang pancang Pilar.

Tabel 5. 32 P yang bekerja pada tiang

Kombinasi Pembebanan	Beban P layan yang bekerja pada tiang	
	P max	P min
	kN	kN
Kombinasi 1	256,62	564,41
Kombinasi 2	527,20	1241,50
Kombinasi 3	460,98	1195,46

5.2.2.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah

-Dari Tabel 5.32 dapat diketahui nilai maksimum (Pmax) Gaya aksial tiang pancang akibat beban tetap (kombinasi 1) adalah 256,62 Kn dan nilai minimum (Pmin) adalah 564,41 Kn, sedangkan nilai maksimum (Pmax) Gaya aksial tiang pancang akibat beban sementara (kombinasi 2) adalah 527,20 Kn dan nilai minimum (Pmin) adalah 1241,50 Kn, Gaya aksial tiang pancang akibat beban sementara (kombinasi 3) adalah 460,98 Kn dan nilai minimum (Pmin) adalah 1195,46 Kn. Dari hasil kemampuan tiang pancang didapat hasil reaksi berupa gaya aksial tekan dan tarik maka akan dikontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan. Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan tiang pancang yang berdiameter 0,60 m dan berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada titik bor P1. Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus dan hasilnya ditunjukkan berikut :Perhitungan berikut ini berdasarkan rumus Kazuto Nazakawa.

$$R_a = \frac{1}{n} R_u$$

$$R_u = \frac{1}{n} [(q_d.A) + (U.\Sigma li.fi)]$$

Ra	=	Daya dukung tanah yang diizinkan (kN)
n	=	Faktor keamanan
Rp	=	Daya dukung terpusat tiang (kN)
Rf	=	Gaya geser dinding tiang (kN)
qd	=	Daya dukung terpusat tiang (kN/m ²)
A	=	Luas ujung tiang (m ²)
U	=	Panjang keliling tiang (m)
li	=	Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran

dinding tiang (m)

Perhitungan daya dukung tiang P1 kedalam 17 m

$$\begin{aligned}\dot{N} &= \frac{N1 + \dot{N}2}{2} \\ &= \frac{58 + (54+50+40)}{2} \\ &= 53\end{aligned}$$

Keterangan :

- \dot{N} = Harga N rata-rata untuk perencanaan tanah pondasi pada ujung tiang
 $N1$ = Harga N pada ujung tiang
 $\dot{N}2$ = Harga rata-rata N pada jarak 4D dari ujung tiang

Panjang ekivalensi dari penetrasi tiang

$$l = 1 \text{ m}$$

Daya dukung pada ujung tiang

$$\left(\frac{l}{D}\right) = 1,667 \text{ m}$$

$$\left(\frac{qd}{N}\right) = 13$$

$$\begin{aligned}Qd &= 13 N = 13 \times 53 = 689 \text{ ton/m}^2 \\ &= 6890 \text{ kN/ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Rp &= A \cdot qd = \left(\frac{\pi \cdot 0,6^2}{4}\right) \times 6890 \\ &= 1947,11 \text{ kN}\end{aligned}$$

Tabel 5.33 Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø 0,6 m – titik bor P1

Depth (m)	N	N	f _i	f _i x thickness (li)	Σ (f _i li)
		Average	t/m ²	t/m	t/m
0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0
3	8	8	4	4	4
4	10	10	5	5	9
5	11	11	5.5	5.5	14.5
6	13	13	6.5	6.5	21
7	16	16	8	8	29
8	21	21	10.5	10.5	39.5
9	29	29	12	12	51.5
10	34	34	12	12	63.5
11	31	31	12	12	75.5
12	28	28	12	12	87.5
13	30	30	12	12	99.5
14	40	40	12	12	111.5
15	50	50	12	12	123.5
16	54	54	12	12	135.5
17	58	58	12	12	147.5
18	70	70	12	12	159.5
19	40	40	12	12	171.5
20	23	23	11.5	11.5	183
21	31	31	12	12	195
22	40	40	12	12	207
23	41	41	12	12	219

24	40	40	12	12	231
25	39	39	12	12	243
26	43	43	12	12	255
27	49	49	12	12	267
28	53	53	12	12	279
29	57	57	12	12	291
30	70	70	12	12	303

$$\begin{aligned}
 R_f &= U \cdot \sum l_i \cdot f_i = \Pi \times 0.6 \times 147,5 \\
 &= 277,89 \quad \text{Ton} \\
 &= 2778,90 \quad \text{Kn}
 \end{aligned}$$

Daya dukung yang diijinkan (Tekan)

$$\begin{aligned}
 R_u &= (R_p + R_f) \\
 &= qd \cdot A + U \cdot \sum l_i \cdot f_i \\
 &= 194,71 + 227,89 \\
 &= 472,60 \text{ Ton} \\
 &= 4726,01 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Daya dukung yang diijinkan (Tekan)

$$\begin{aligned}
 R_u &= 1/3 (R_p + R_f) \\
 &= 157,53 \text{ Ton (Tidak Ada Gempa)} \\
 &= 1575 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_u &= 1/2 (R_p + R_f) \\
 &= 236,30 \text{ Ton (Ada Gempa)} \\
 &= 2363 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Daya dukung yang diijinkan (Tarik)

$$\begin{aligned}
 R_u &= \left(\frac{R_f}{3} \right) \\
 &= 92,6 \text{ Ton (Tidak Ada Gempa)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_u &= \left(\frac{R_f}{2} \right) \\
 &= 193 \text{ Ton (Ada Gempa)}
 \end{aligned}$$

- Efisiensi Kelompok Tiang

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan keofisien. Efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus Converse – Labbare :

$$\eta = 1 - \arctan \left(\frac{D}{k} \right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n}$$

η = Koefisien efisiensi kelompok tiang pancang

D= Diameter taing pancang

k= Jarak antar tiang tegak lurus sumbu x

m= Jumlah tiang dalam satu kolom (buah)

n= Jumlah tiang dalam satu baris (buah)

$$\eta = 1 - \arctan \left(\frac{D}{k} \right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n}$$

$$= 1 - \arctan \left(\frac{0,6}{1,5} \right) \times \frac{(5-1)7 + (7-1)5}{90 \cdot 7 \cdot 5}$$

$$= 1 - \arctan 0,4 \times \frac{28 + 30}{3150}$$

$$= 0,598$$

Kontrol Kekuatan Tiang Pancang Setelah mendapat P yang terjadi maka dilakukan analisis kontrol kekuatan tiang pancang terhadap gaya dan momen yang bekerja serta kontrol geser pons untuk mengetahui kemampuan beton menahan geser.

Dari wika pile classification direncanakan tiang pancang beton prategang dengan :

- Diameter tiang pancang (D)= 0,6 m
- Tebal (d)= 0,1 m
- Kelas = A
- Mutu beton (f_c')= 49,8 MPa
- Allowable axial load= 2527 kN
- Bending momen crack= 170 kN
- Bending momen ultimit = 255 kN
- Modulus elastisitas beton= 119948 MPa
- Momen inersia TP= $1/64 \times \pi \times (D^4 - d^4)$
= 510509 cm⁴

5.2.2.4 Kontrol terhadap Gaya Aksial Vertikal

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan tanah tempat tiang pancang ditanam. Hasil daya dukung yang terendah adalah yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang

- Berdasarkan kekuatan bahan

Kekuatan tekan (maksimal) terhadap gaya aksial vertikal untuk tiang pancang Ø0,6 m adalah 2527 kN, sedangkan beban vertikal maksimal yang diterima tiang adalah sebesar 1241,5 kN

- Berdasarkan daya dukung tanah

Berdasarkan analisa perhitungan daya dukung tanah (data SPT) dari perumusan meyerhoff didapatkan besarnya daya dukung ijin tanah terhadap pondasi tiang pancang prestressed

concrete spun pile Ø0,6 m dengan kedalaman 28 m diperoleh Q_{ijin} seperti yang ditabelkan berikut ini :

Tabel 5.34 Resume P_{ijin} tiang pancang Ø0,6m kedalaman 28 m

Data Tanah	Kontrol Tekan Ada Gempa			Kontrol Tekan Tidak ada gempa		
P1	2363,00	>	1241,5	1575,33	>	564,41
	OK			OK		

Data Tanah	Kontrol Tarik Ada Gempa			Kontrol Tarik Tidak ada gempa		
P1	1389,45	>	527,20	926,30	>	256,62
	OK			OK		

5.2.2.5 Kontrol terhadap Beban Horizontal

Gaya – gaya horisontal (H_x) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu x, diantaranya : Beban 100% akibat gempa (struktur atas + Pilar)

$$H_x = 2601 + 3134$$

$$= 5735 \text{ kN}$$

$$\sum H_x = 100\% H_x + 30\% H_y$$

$$= 6251 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 H \text{ per tiang} &= \frac{\sum H_x}{\text{Juml. Tiang}} \\
 &= \frac{6251}{28} \\
 &= 223,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya – gaya horisontal (H_y) diperoleh dari beban searah sumbu y, diantaranya : 30% akibat gempa (Struktur atas + Pilar) dan beban angin

$$H_y = 2601 + 3134$$

$$= 1720,4 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\sum H_x &= 100\% H_y + 30\% H_x \\ &= 3440,8 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H \text{ per tiang} &= \frac{\sum H_y}{\text{Juml. Tiang}} \\ &= \frac{3440,8}{28} \\ &= 122,88 \text{ kN}\end{aligned}$$

Kemampuan tambahan tiang menahan gaya horisontal bila diijinkan adanya pergeseran posisi ujung tiang sebesar d .

$$H_{ijin} = \frac{k \cdot D \cdot d}{\beta}$$

$$k = 0,2 \times E_o \times D^{-3/4} \times y^{-1/2}$$

E_o = modulus deformasi tanah pondasi (28N, Nilai N diambil NSPT rata-rata sampai pada kedalaman tiang pancang yang masuk kedalam tanah).

d = pergeseran posisi ujung tiang (cm) = 2,5cm

D = diameter tiang pancang

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}}$$

E = modulus elastisitas beton tiang

I = momen inersia penampang

$$\begin{aligned}k &= 0,2 \times E_o \times D^{-3/4} \times d^{-1/2} \\ &= 0,2 \times 28 \overline{N_{SPT}} \times D^{-3/4} \times d^{-1/2} \\ 0,2 \times 28.1 \times 60^{-3/4} \times 1^{-1/2} &= 0,164\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta &= \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}} \\ &= \sqrt[4]{\frac{0,1643 \times 60}{4 \times 119948 \times 510509}} \\ \beta &= 0,00252\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H_{ijin} &= \frac{k \cdot D \cdot d}{\beta} \\ &= \frac{24,643}{0,00252} \\ &= 97,841 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H_{ijin} &= \frac{97,841}{2} \\ &= 48,921\end{aligned}$$

$$H_{1 \text{ tiang}} < H_{ijin} \dots OK$$

$$137,03 < 48,92 \dots \text{NOT OK}$$

Kesimpulan dari perhitungan diatas bahwa $H_{1 \text{ tiang}} > H_{ijin}$ maka perlu dilakukan pemasangan tiang pancang miring.

Perhitungan Tiang Pancang Miring

- Tiang Pancang Miring arah X

$$\alpha = 5,711$$

$$\sin \alpha = 0,10$$

Rumus mencari jumlah tiang pancang miring :

$$H_{ijin \text{ total}} + N_{1 \cdot P \sin \alpha} \geq \sum H_x$$

Keterangan :

$H_{ijin \text{ 1 tiang pancang}} = 48,92 \text{ kN}$

$H_{ijin \text{ 1 tiang}} \times \text{jumlah tiang pancang} = 1369,7 \text{ kN}$

Daya dukung tiang pancang dalam grup = 4080,74 kN

Total gaya horizontal yang bekerja arah X = 6150,76 kN

$$\begin{aligned}
 H_{ijin\ total} + N1 \cdot P \sin \alpha &\geq \sum H \\
 1369,7 \text{ kN} + N1 \cdot 406,04 \cdot \sin \alpha &\geq 6250,7 \text{ kN} \\
 N1 \cdot 406,04 &\geq 6250,7 - 1369,7 \\
 N1 &\geq \frac{4880}{406,04} \\
 N1 &= 14
 \end{aligned}$$

- Tiang Pancang Miring arah Y

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 5,711 \\
 \sin \alpha &= 0,10
 \end{aligned}$$

Rumus mencari jumlah tiang pancang miring :

$$H_{ijin\ total} + N1 \cdot P \sin \alpha \geq \sum Hx$$

Keterangan :

H ijin 1 tiang pancang = 48,92 kN

Hijin 1 tiang x jumlah tiang pancang = 1369,7 kN

Daya dukung tiang pancang dalam grup = 4080,7 kN

Total gaya horizontal yang bekerja arah X = 3440,8 kN

$$\begin{aligned}
 H_{ijin\ total} + N1 \cdot P \sin \alpha &\geq \sum H \\
 1369,7 \text{ kN} + N1 \cdot 406,04 &\geq 3440,8 \text{ kN} \\
 N1 \cdot 406,04 &\geq 3440,8 - 1369,7 \\
 N1 &\geq \frac{2071,02}{406,04} \\
 N1 &= 4
 \end{aligned}$$

Kontrol terhadap Momen

$$\begin{aligned}
 M_m &= 0,2079 \times \left(\frac{H}{2 \cdot \beta} \right) \\
 k &= 0,2 \times E_O \times D^{-3/4} \times y^{-1/2} \\
 &= 0,2 \times 28 \overline{N_{SPT}} \times D^{-3/4} \times y^{-1/2} \\
 &= 0,2 \times 28,1 \times 60^{-3/4} \times 1^{-1/2} \\
 &= 0,1643
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}} \\
 &= \sqrt[4]{\frac{0,164 \times 60}{4 \times 119948 \times 510509}} \\
 &= 0,00252
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_m &= 0,2079 \times \left(\frac{H}{2 \cdot \beta} \right) \\
 &= 0,2079 \times \left(\frac{122,89}{2 \times 0,00252} \right) \\
 &= 50,71 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_m &< M_{crack} \\
 50,71 &< 290 \text{ kNm} \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

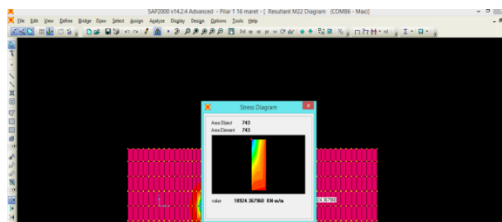
5.2.3 Perhitungan Poer (Pile Cap)

Perhitungan analisis pile cap berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Beban yang dihitung dari beban P yang terjadi pada tiang pancang, Perhitungan analisis momen pile cap diambil dari SAP 2000 :

5.2.3.1 Analisis gaya dan momen pada Poer

Tabel 5.35 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer

kombinasi Pembebanan	Faktor beban x beban yang bekerja pada struktur
kombinasi 1	$1,3PMS + 1,8TTD + 1,8TTB$
kombinasi 2	$1,3PMS + 1,8TTD + (100\%TEQ_x + 30\%TEQ_y)$
kombinasi 3	$1,3PMS + 1,8TTD + (30\%TEQ_x + 100\%TEQ_y)$



Gambar 5. 15Momen Pile Cap Pilar 1 SAP 2000

Sehingga untuk desain tulangan pile cap dipakai reaksi dari kombinasi 3U ($1,3PMS + 1,8TTD + (30\%TEQ_x + 100\%TEQ_y)$).Momen yang dipakai untuk perhitungan penulangan pile cap adalah :

$$Mu = 18925 \text{ kN.m}$$

5.2.3.2 Perhitungan penulangan poer

– Penulangan Lentur

$$\begin{array}{llll}
 f_c' & = & 40 & \text{Mpa} & d' & = & 50 & \text{mm} \\
 f_y & = & 400 & \text{Mpa} & d & = & 1450 & \text{mm} \\
 h & = & 1500 & \text{mm} & \emptyset_{\text{utama}} & = & 32 & \text{mm} \\
 b & = & 11000 & \text{mm} & \emptyset_{\text{bagi}} & = & 18 & \text{mm}
 \end{array}$$

$$M_u = 18925 \quad \text{kN.m/m'}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{18925}{0.8} = 23656 \quad \text{kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 40}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0.0434
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{maks}} &= 0.75 \times \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.0434 \\
 &= 0.0325
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11.76$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2}$$

$$\begin{aligned}
 & \frac{b \times d^2}{23656 \times 10^6} \\
 &= \frac{11000 \times 2102500}{1,023}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{11,76} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 1,023}{400}} \right) \\
 &= 0,0026
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccccc}
 \text{Cek} & \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\
 & 0,0035 & > & 0,0026 & < & 0,0325
 \end{array}$$

Maka dipakai $\rho_{\min} = 0,0035$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0035 \times 11000 \times 1450 \\
 &= 55825 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur $D \ 32$

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 1024 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{803,84 \times 11000}{}
 \end{aligned}$$

$$= \frac{55825}{158,39} \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D32 – 150 ($A_s = 58948,26 \text{ mm}^2$)

– **Tulangan pembagi**

$$\begin{aligned} A_s' &= 20\% \times A_s \\ &= 20\% \times 55825 \\ &= 11165 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 18

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 324 \\ &= 254.34 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{254.34 \times 11000}{11165} \\ &= 250,58 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tul.bagi D18 – 250 mm ($A_s = 11190,96 \text{ mm}^2$)

– **Kontrol Geser Pons**

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

b = Keliling tiang pancang + tebal poer (mm)

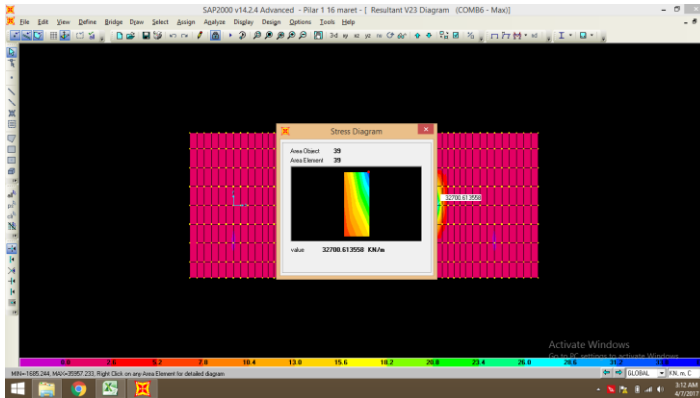
$$\begin{aligned}
 &= (\pi \times \varnothing_{TP}) + H \\
 &= 1884 + 1500 \\
 &= 3384 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= \text{Tebal efektif poer (mm)} \\
 &= h_{\text{pons}} - d' \\
 &= 1500 - 50 \\
 &= 1450 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 3384 \times 1450 \\
 &= 5172221,34 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{P_{\text{maks}}}{\phi} \\
 &= \frac{1639460}{0.7} \\
 &= 2342085,71 \text{ N} \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

– ***Penulangan Geser***



Gambar 5.16 Geser Pile Cap Pilar 1 *SAP 2000*

$$\begin{aligned}
 V_u &= 32700000 \quad \text{N} & B &= 5900 \quad \text{mm} \\
 f_c' &= 40 \quad \text{MPa} & d' &= 50 \quad \text{mm} \\
 f_y &= 400 \quad \text{MPa} & D &= 1450 \quad \text{mm} \\
 h &= 1500 \quad \text{mm} & \phi_v &= 0.75
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 5900 \times 1450 \\
 &= 9017761,8 \quad \text{N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{b_w \times d}{3} \\
 &= \frac{5900 \times 1450}{3} \\
 &= 2851666,6 \quad \text{N}
 \end{aligned}$$

Kontrol kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $32700000 > 3381660,6$ **NOT OK**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $3381660,6 > 32700000 < 6763321,3$ **NOT OK**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{smin})$
 $6763321,3 < 32700000 > 8902071,3$ **NOT OK**
4. $\phi (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $8902071,3 < 32700000 < 20289964$ **NOT OK**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $20289964 > 32700000 < 33816606$ **OK**

Didapat perhitungan di atas Kondisi 5 memenuhi syarat
 maka perlu tulangan geser minimum

Direncanakan tulangan geser 8 kaki dengan diameter Ø 16 mm

$$\begin{aligned}
 A_v &= 6 \times A_s \\
 &= 6 \times 0.25 \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 6 \times 0.25 \times 3.14 \times 256 \\
 &= 1607,6 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{1607,6 \times 400 \times 1450}{}
 \end{aligned}$$

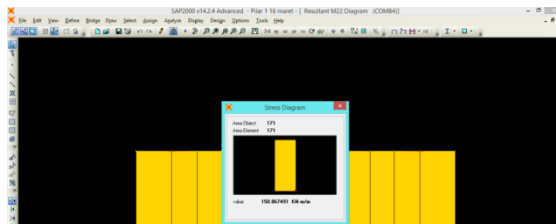
$$= \frac{2851666,6}{276,9} \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser :Ø 16 – 250

5.2.4 Perhitungan Longitudinal Stopper

5.2.4.1 Analisis Pembebanan Long Stopper Pilar

Perhitungan analisis Longitudinal Stopper berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Berikut di bawah ini analisis perencanaan long stopper : Analisis pembebanan longitudinal stopper dengan beban yang bekerja yaitu berat sendiri, beban rem, dan beban gempa



Gambar 5.17 MomenLong Stopper Pilar 1 SAP 2000

Untuk penulangan longitudinal stopper dipakai hasil reaksi dari kombinasi 1Ultimit dari perhitungan SAP2000. Momen yang dipakai untuk desain penulangan longitudinal stopper sebesar :

$$Mu = 151 \text{ kN.m}$$

-5.2.4.2 Perhitungan Penulangan Long Stopper

– Penulangan Lentur

$f_c' =$	40	MPa	$d' =$	30	mm
$F_y =$	400	MPa	$d =$	370	mm
$H =$	400	mm	$\emptyset_{utama} =$	16	mm
$B =$	2470	mm	$\emptyset_{bagi} =$	13	mm

$$Mu = 151 \text{ kN.m/m'}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{151}{0.8} = 188,75 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 40}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0.0434
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.0434 \\
 &= 0.0325
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11,76$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{188,75}{2470} \times \frac{10^6}{136900} \\
 &= 0,558
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{11,76} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 0,558}{400}} \right) \\
 &= 0.0014
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccccccc} \text{Cek} & \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ & 0.0035 & > & 0.0014 & < & 0.0325 \end{array}$$

Maka dipakai $\rho_{\min} = 0,0035$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 2470 \times 370 \\ &= 3198,65 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur $D \quad 16$

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{200,96 \times 2470}{3198,65} \\ &= 155,18 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama $D16 - 150$ ($A_s = 3309,14 \text{ mm}^2$)

– **Tulangan Pembagi**

$$\begin{aligned} A_{s'} &= 20\% \times A_s \\ &= 20\% \times 3198,65 \\ &= 639,73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur $D \quad 13$

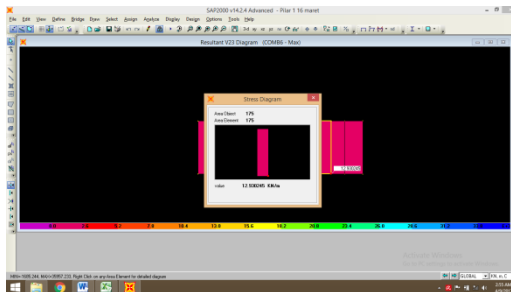
$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3,14 \times 169 \\
 &= 132,665 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jarak yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{132,665 \times 2470}{1097.29} \\
 &= 297,38 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D13 – 200 ($A_s = 663,25 \text{ mm}^2$)

– Penulangan Geser



Gambar 5.18 GeserLong Stopper Pilar 1 SAP 2000

V_u	=	12900	N	b	=	2470	mm
f_c'	=	40	Mpa	d'	=	30	mm
F_y	=	400	Mpa	d	=	370	mm
H	=	400	Mm	ϕ_v	=	0.75	

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 2470 \times 370 \\
 &= 963335,18 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{b_w \times d}{3} \\
 &= \frac{2470 \times 370}{3} \\
 &= 304633,3 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $12900 < 361250,7 \quad \textbf{OK}$
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $361250,75 > 12900 < 722501,4 \quad \textbf{NOT OK}$
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$
 $722501,4 > 12900 < 950976 \quad \textbf{NOT OK}$
4. $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $950976 > 12900 < 2167504 \quad \textbf{NOT OK}$
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $2167504 > 12900 < 3612507 \quad \textbf{NOT OK}$

Dari perhitungan diatas didapat Kondisi 1 memenuhi syarat maka tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan geser 7 kaki dengan diameter Ø10 mm

$$\begin{aligned}
 A_v &= 7 \times A_s \\
 &= 7 \times 0.25 \times \pi \times \varnothing^2 \\
 &= 7 \times 0.25 \times 3.14 \times 100 \\
 &= 549,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

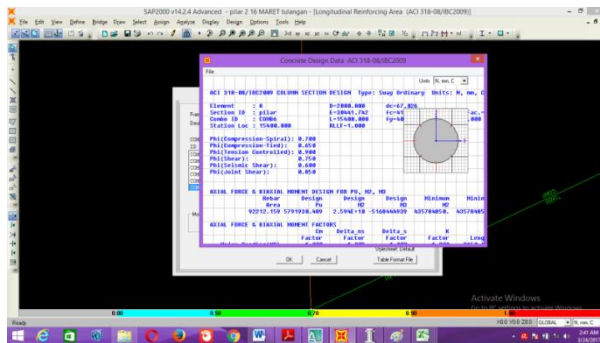
$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{549,5 \times 400 \times 370}{304633,3} \\
 &= 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser :Ø10 – 250 (7 Kaki)

i. Perhitungan Badan pilar

Dari analisis pembebanan, maka langkah selanjutnya adalah menentukan kontrol badan pilar pada SAP2000 serta menghitung tulangan dengan memasukkan data sebagai berikut:

fc'	=	40 MPa
Fy	=	400 Mpa
Diameter	=	1500 mm
Selimut	=	40 mm



Gambar 5.19 Hasil Output SAP2000 luasan Rebar

Berikut ini adalah hasil analisa penulangan pada badan pilar yang akan ditampilkan dalam tabel.

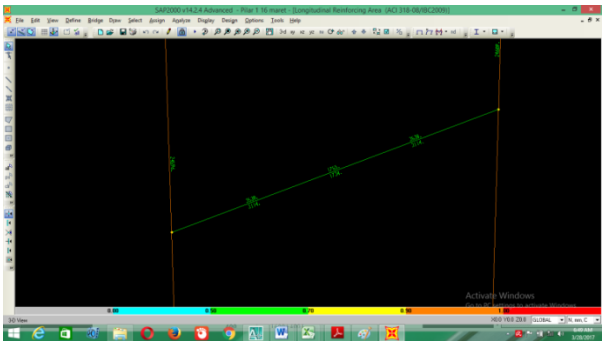
Tabel 5. 36Penulangan Badan Pilar

diameter (mm)	1500
<u>Tul. Utama</u>	
As Perlu (mm ²)	24596
OutPut Sap	
Penulangan	31 D32
As Pasang (mm ²)	24932
Cek	OK
<u>Sengkang</u>	
As Perlu (mm ²)	2.003
OutPut Sap	
Penulangan	4xØ16 -200
As Pasang (mm ²)	4.02
Cek	OK

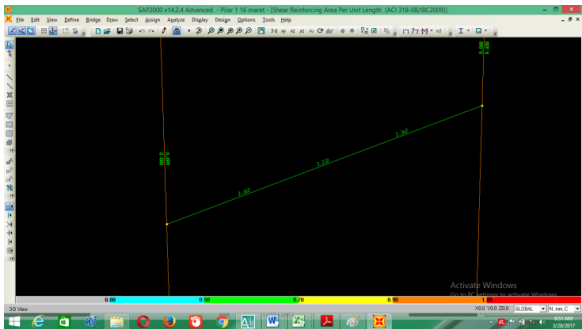
ii. Perhitungan Balok Tengah

Dari analisis pembebanan, maka langkah selanjutnya adalah menentukan kontrol balok tengah pada SAP2000 serta menghitung tulangan dengan memasukkan data sebagai berikut:

$f'_c = 40 \text{ Mpa}$
 $f_y = 40 \text{ Mpa}$
 $b = 800 \text{ mm}$
 $h = 1000 \text{ mm}$
 $\text{cover} = 40 \text{ mm}$



*Gambar 5.20*Hasil Output SAP2000 luasan Rebar



Gambar 5.21 Hasil Output SAP2000 luasan Rebar

○ Tulangan Tumpuan

Berikut ini adalah hasil analisa penulangan tumpuan pada balok tengah yang akan ditampilkan dalam tabel.

Tabel 5. 37Penulangan Balok Tengah Tumpuan

b(mm)	800
h(mm)	1000
<u>Tul. Utama atas</u>	
As Perlu (mm ²) OutPut	3530
Sap	
Penulangan	8 D25
As Pasang (mm ²)	3927
Cek	OK
<u>Tul. Utama bawah</u>	
As Perlu (mm ²) OutPut	3114
Sap	
Penulangan	7 D25
As Pasang (mm ²)	3436
Cek	OK
<u>Sengkang</u>	
As Perlu (mm ²) OutPut	2.632
Sap	
Penulangan	2xØ19 -150
As Pasang (mm ²)	3.78
Cek	OK

○ Tulangan Lapangan

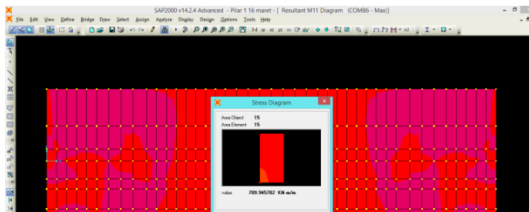
Berikut ini adalah hasil analisa penulangan lapangan pada balok tengah yang akan ditampilkan dalam tabel.

Tabel 5. 38Penulangan Balok Tengah Lapangan

b(mm)	800
h(mm)	1000
<u>Tul. Utama atas</u>	
As Perlu (mm^2) OutPut	1755
Sap	
Penulangan	4 D25
As Pasang (mm^2)	1963
Cek	OK
<u>Tul. Utama bawah</u>	
As Perlu (mm^2) OutPut	1724
Sap	
Penulangan	4 D25
As Pasang (mm^2)	1963
Cek	OK
<u>Sengkang</u>	
As Perlu (mm^2) OutPut	2.232
Sap	
Penulangan	2xØ19 -150
As Pasang (mm^2)	3.78
Cek	OK

5.2.7 Perhitungan Pier Head

Perhitungan analisis pier head berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas ultimit. Analisis pembebanan pier head dengan beban yang bekerja yaitu beban sendiri, beban lalu lintas, beban rem, dan beban gempa. Gaya dan momen akan dihasilkan dari output SAP 2000.



Gambar 5.22 Momen Pier Head 1 SAP 2000

Untuk penulangan pier head dipakai hasil reaksi dari kombinasi 3 ultimit dari perhitungan SAP 2000. Momen yang dipakai untuk desain penulangan pier head sebesar :
 $M_u = 710 \text{ kNm}$

Perhitungan penulangan pier head

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 40 \text{ MPa} & d' &= 50 \text{ mm} \\
 F_y &= 400 \text{ MPa} & d &= 1050 \text{ mm} \\
 H &= 1100 \text{ mm} & \phi_{\text{lentur}} &= 25 \text{ mm} \\
 B &= 3000 \text{ mm} & \phi_{\text{geser}} &= 13 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= 710 \text{ kN.m} \\
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{710}{0.8} = 887,5 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 40}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0.0434$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.0434$$

$$= 0.0325$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_{c'}} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11,76$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2}$$

$$= \frac{887,5 \times 10^6}{3000 \times 1102500}$$

$$= 0.2683$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{11,76} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 0.2683}{400}} \right)$$

$$= 0.0007$$

Cek	ρ_{\min}	<	ρ	<	ρ_{\max}
	0.0035	>	0.0007	<	0.0325

Maka dipakai $\rho_{\min} = 0,0035$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 3000 \times 1050 \\ &= 11025 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur $D \ 25$

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 625 \\ &= 490.625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{11025}{490.625} = 22,47$$

Maka dipakai 23 D25($A_s = 14718,75 \text{ mm}^2$)

Tulangan tarik

Luas tulangan yang diperlukan

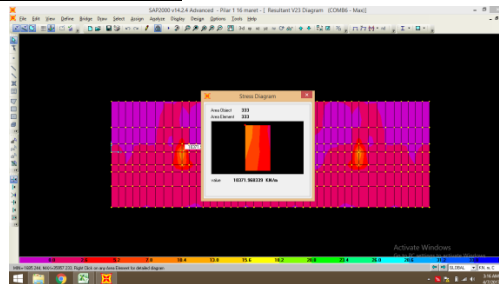
$$\begin{aligned} A_s' &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 3000 \times 1050 \\ &= 11025 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 25^2 \\ &= 490.625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{11025}{490.625} = 22,47$$

Maka dipakai 23 D25($A_s = 14718,75 \text{ mm}^2$)

– **Penulangan geser**



Gambar 5.23Geser Pier Head 1 SAP 2000

$$\begin{aligned}
 V_u &= 10372000 \quad \text{N} & b &= 3000 \quad \text{mm} \\
 f_c' &= 40 \quad \text{MPa} & d' &= 50 \quad \text{mm} \\
 F_y &= 400 \quad \text{MPa} & d &= 1050 \quad \text{mm} \\
 H &= 1100 \quad \text{Mm} & \phi_v &= 0.75
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 3000 \times 1050 \\
 &= 4028879.4 \quad \text{N} \\
 V_{s \min} &= \frac{b_w \times d}{3} \\
 &= \frac{3000 \times 1050}{3} \\
 &= 1050000 \quad \text{N}
 \end{aligned}$$

Kontrol kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $10372000 > 1245146,8 \quad \text{NOT OK}$
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$

$$1245146,8 < 10372000 > 2490294 \quad \textbf{NOT OK}$$

$$\begin{array}{l} 3. \quad \phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{smin}) \\ 2490294 < 10372000 > 3277794 \quad \textbf{NOT OK} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} 4. \quad \phi (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) \\ 3277794 > 10372000 > 7470881 \quad \textbf{NOT OK} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} 5. \quad \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) \\ 7470881 < 10372000 < 12451468 \quad \textbf{OK} \end{array}$$

Dari perhitungan diatas didapat Kondisi 5 memenuhi syarat maka tulangan geser minimum.

$$\begin{aligned} A_v &= 6 \times A_s \\ &= 6 \times 0.25 \times \pi \times \emptyset^2 \\ &= 6 \times 0.25 \times 3.14 \times 256 \\ &= 1205,76 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{1205,76 \times 400 \times 1050}{1050000} \\ &= 482,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan geser : Ø16 – 450 (6 Kaki)

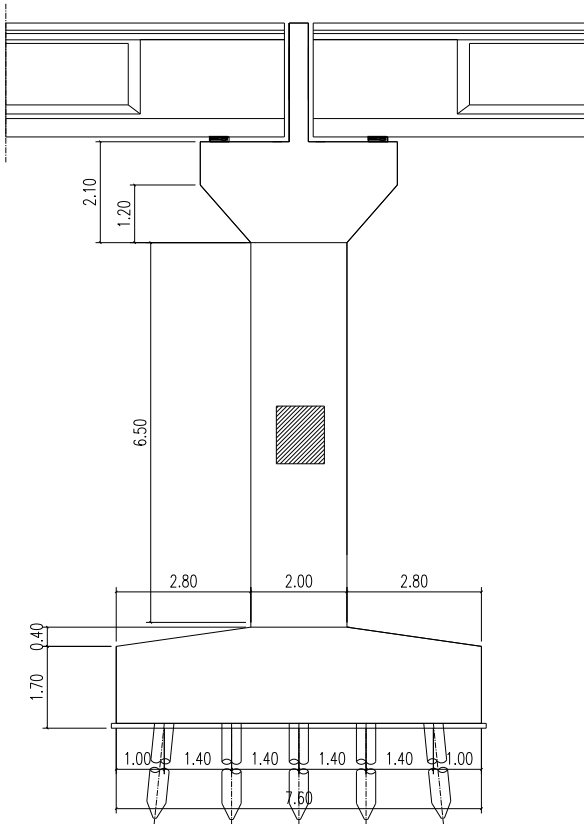
5.3 Perencanaan Pilar 2

5.3.1 Desain Dimensi Pilar 2

Dalam perencanaan pilar menggunakan acuan dari peraturan *BMS BDM 1992* dan *BMS BDC 1992*. Pilar terdiri dari beberapa elemen, yaitu pondasi, pile cap (poer), kolom pilar, longitudinal stopper, lateral stopper, dan pier head. Penulangan pilar direncanakan dari analisis elemen – elemen pilar jembatan. Analisa pembebanan untuk pilar terdiri atas beban dari bangunan atas baik beban hidup maupun mati, beban mati pilar, beban rem, beban angin, beban tekanan tanah aktif, tekanan tanah dinamis akibat gempa serta beban gempa. Berikut ini adalah analisis pembebanan serta elemen – elemen penyusun pilar.

Data – data perencanaan Pilar :

- Elevasi Muka Tanah Asli= - 13,17m
- Elevasi Lantai Kendaraan = 0,00 m
- Tinggi Pilar= 13,17 m
- Lebar Pier Head = 9 m
- Pondasi = Tiang Pancang



Gambar 5.24 Potongan Memanjang Pilar 2

5.3.2 Perencanaan Pondasi Pilar

Berdasarkan analisis dari data penyelidikan tana pada pilar didapatkan nilai SPT berdasarkan titik bor 2 STA 110 + 500A(lihat lampiran) pada kedalaman 28meter sehingga dipakai jenis pondasi tiang pancang.

5.3.2.1 Analisis Pembebanan pada Pondasi Pilar

1. Beban mati bangunan atas

Tabel 5.12 Beban mati 1/2 bentang bangunan atas sisi kanan

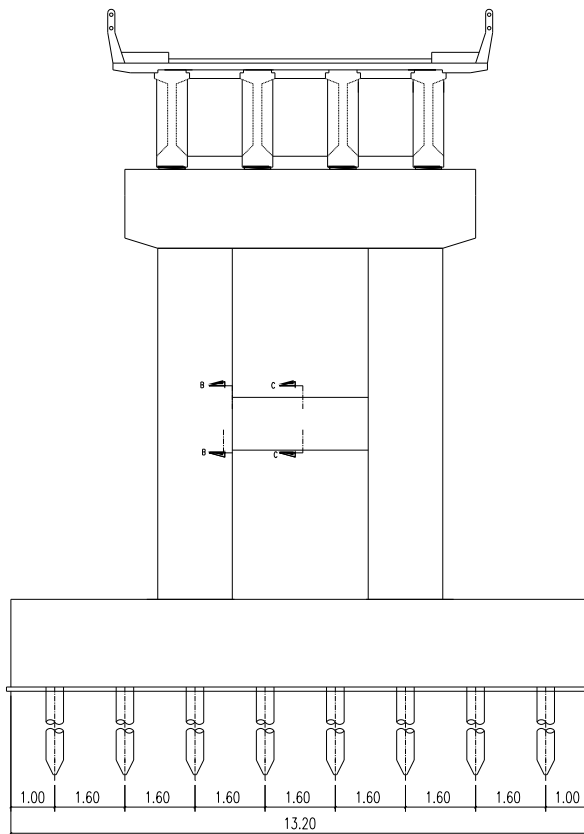
NO	URAIAN	V Pilar (kN)
1	Plat lantai kendaraan	1334,37
2	Lapisan aspal + overlay	330
3	Genangan air hujan	104,615
4	Tiang sandaran	68,9
5	Girder I precast	2175
6	Diafragma	49,125
7	Instalasi ME dan Salir	20
	<i>Jumlah</i>	4082,025

Tabel 5.13 Beban mati 1/2 bentang bangunan atas sisi kiri

NO	URAIAN	V Pilar (kN)
1	Plat lantai kendaraan	1334,37
2	Lapisan aspal + overlay	330
3	Genangan air hujan	104,615
4	Tiang sandaran	68,9
5	Girder I precast	2175
6	Diafragma	49,125
7	Instalasi ME dan Salir	20
	<i>Jumlah</i>	4082,025

2. Berat sendiri pilar

Dalam perhitungan beban/berat sendiri pilar dibagi menjadi beberapa segmen. Hal ini untuk mempermudah dalam analisis. Analisis berat pilar didapat dari volume per segmen dikalikan dengan berat jenis (γ), kemudian dilanjutkan dengan statis momen titik tangkap gaya/titik berat pilar terhadap center poer.



Gambar 5.25 Potongan Memanjang Pilar

Tabel 5.14 Perhitungan berat sendiri Pilar

Segmen	H m	B m	L m	Volume m ³	Berat (kN)	x m	z m
1	2.47	0.4	9	8.89	213.41	0	17.73
2	0.9	3.6	9	29.16	699.84	0	16
3	1.2	1.5	9	16.20	388.80	0	15
4	1.05	1.05	9	4.96	119.07	0	15.25
5	1.05	1.05	9	4.96	119.07	0	15.25
6	13	1.5	1.5	183.69	4408.56	0	8
7	1	1.2	7	16.80	403.20	0	8
8	1.3	7.6	13.2	130.42	3129.98	0	0.55
Berat total					9481.93		

Tabel 5.15 Perhitungan Statis Momen Pilar

Segmen	W . X	W . Z
	kN.m	kN.m
1	0.00	3783.72
2	0.00	11197.44
3	0.00	5832.00
4	0.00	1815.82
5	0.00	1815.82
6	0.00	35268.48
7	0.00	3225.60
8	0.00	1721.49
	0.00	64660.37

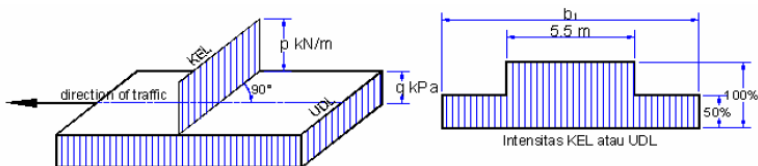
Sehingga, didapatkan titik berat atau titik tangkap :

$$x = 0 \text{ m}$$

$$y = 6,819 \text{ m}$$

3. Beban hidup lalu – lintas

Beban lalu lintas (lajur “D”) untuk rencana bangunan bawah jembatan jalan raya terdiri dari BTR dan BGT dimana akan ditempatkan melintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan ekuivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya. Jumlah total pembebanan lajur “D” yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan. Asumsi pembebanan BTR dan BGT seperti yang ditunjukkan dalam gambar bawah ini :



Gambar 5.26 Asumsi Beban hidup Lalu - Lintas

Panjang bentang span kiri jembatan (L): 50 m

Panjang bentang span kanan jembatan (L): 50 m

Lebar perkerasan jembatan (b): 6 m

Beban BGT (P_{BGT}): 49 kN/m

Faktor beban dinamis ($1 + DLA$): 1,4

Beban BTR (q_{BTR}): 9 kN/m²

Total beban BTR dan BGT untuk span kanan 12 m :

$$\begin{aligned} V_{BTR} &= ((5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}) \times L \\ &= ((5,5 \times 9) + ((6 - 5,5) \times 0,5 \times 9) \times 50 \\ &= 2587,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{BGT} &= (5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA)) + (b - 5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA))) \\ &= (5,5 \times (49 \times 1,4) + (6 - 5,5 \times (49 \times 1,4))) \\ &= 394,45 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total beban hidup lalu lintas :

$$\begin{aligned} V_{\text{total}} &= V_{\text{BTR}} + V_{\text{BGT}} \\ &= 2587,5 + 394,45 \\ &= 2981,95 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total beban BTR dan BGT untuk span kiri 50 m :

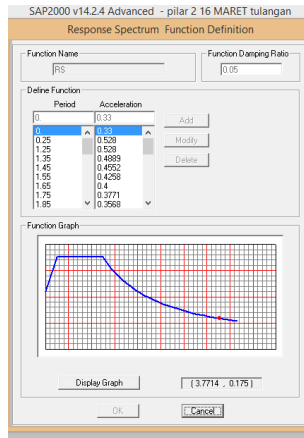
$$\begin{aligned} V_{\text{BTR}} &= ((5,5 \times q_{\text{BTR}}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{\text{BTR}}) \times L \\ &= ((5,5 \times 9) + ((6 - 5,5) \times 0,5 \times 9) \times 50 \\ &= 2587,5 \text{ kN} \\ V_{\text{BGT}} &= (5,5 \times (P_{\text{BGT}} \times (1 + \text{DLA})) + (b - 5,5 \times (P_{\text{BGT}} \times (1 + \text{DLA})))) \\ &= (5,5 \times (49 \times 1,4) + (6 - 5,5 \times (49 \times 1,4))) = \\ &= 394,45 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total beban hidup lalu lintas :

$$\begin{aligned} V_{\text{total}} &= V_{\text{BTR}} + V_{\text{BGT}} \\ &= 2587,5 + 394,45 \\ &= 2981,95 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Beban gempa

Analisis beban gempa berdasarkan perhitungan data grafik respon spectrum gempa dari data tanah titik bor 2 STA 110 + 500A



Gambar 5.27 Respon Spectrum

5. Beban angin

Gaya angin pada bangunan atas tergantung luas ekuivalen diambil sebagai luas padat jembatan dalam elevasi proyeksi tegak lurus. Gaya nominal akibat angin bergantung pada kecepatan angin rencana. Beban angin yang diperhitungkan berdasarkan RSNI T – 02 – 2005 adalah sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0,006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

- Kecepatan angin rencana (V_w): 25 m/s
- Lebar jembatan (b): 8,54 m
- Tinggi samping jembatan : 2,8 m
- Bentang jembatan span kiri : 50 m
- Bentang jembatan span kanan : 50 m
- Luas bagian samping span kiri (A_b): 70 m²
- Luas bagian samping span kanan (A_b): 70 m²
- Koefisien serat (C_w): 1,25

$$\begin{aligned}
 T_{EW} \text{ span kiri} &= 0,006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \\
 &= 0,006 \times 1,25 \times 25^2 \times 70 \\
 &= 32,81 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{EW} \text{ span kanan} &= 0,006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \\
 &= 0,006 \times 1,25 \times 25^2 \times 70 \\
 &= 32,81 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

6. Beban rem

Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas harus diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang. Beban rem yang diperhitungkan berdasarkan RSNI T – 02 – 2005 Pasal 7.6 untuk jembatan dengan panjang bentang 50 dan 50 m adalah 250 kN

7. Beban Aliran dan Hanyutan

-Pengaruh dari aliran air dan benda hanyutan harus diperhitungkan dalam elevasi proyeksi tegak lurus. Gaya nominal akibat aliran dan hanyutan bergantung pada kecepatan air rata-rata. Beban aliran dan hanyutan diperhitungkan berdasarkan RSNI T 02 2005 adalah sebagai berikut :

$$T_{EF} = 0,006 \times C_d \times V_s^2 \times A_b$$

- Kecepatan air rata-rata (V_s): 1,4 m/s
- Koefisien seret aliran (C_d): 0,7
- Koefisien seret hanyutan (C_d): 1,04
- Luas proyeksi pilar (A_b) : 25 m²
- Luas proyeksi benda hanyutan (A_b): 40 m²

$$\begin{aligned}
 T_{EF} \text{ Aliran} &= 0,006 \times C_d \times V_s^2 \times A_b \\
 &= 0,006 \times 0,7 \times 1,4^2 \times 9,75 \\
 &= 17,15 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

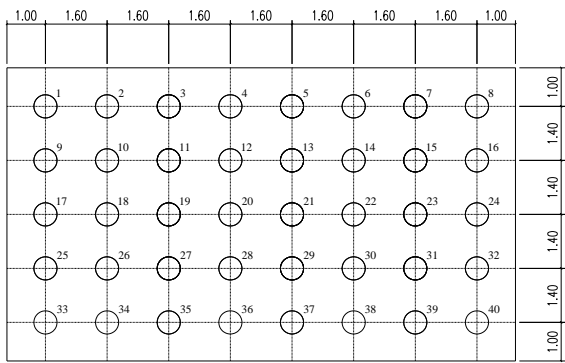
$$\begin{aligned}
 T_{EF} \text{ Hanyutan} &= 0,006 \times C_d \times V_s^2 \times A_b \\
 &= 0,006 \times 1,04 \times 1,4^2 \times 40
 \end{aligned}$$

= 40,768 kN

5.3.2.2 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Pancang

Dari analisis pembebanan diatas, maka langkah selanjutnya adalah analisis momen dan gaya. Perhitungan momen dan gaya tersebut dipusatkan pada center poer. Berikut ini hasil perhitungan momen dan gaya yang bekerja pada poer.

Konfigurasi tiang pancang :



Gambar 5.28 Konfigurasi tiang pancang Pilar

Tabel 5. 44 P yang bekerja pada tiang

Kombinasi Pembebanan	Beban P layan yang bekerja pada tiang	
	P max	P min
	kN	kN
Kombinasi 1	241,00	632,97
Kombinasi 2	574,80	1413,20
Kombinasi 3	776,91	1450,42

5.3.2.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Dari Tabel 5.44 dapat diketahui nilai maksimum (Pmax) Gaya aksial tiang pancang akibat beban tetap (kombinasi 1) adalah 241,00 Kn dan nilai minimum (Pmin) adalah 632,97 Kn, sedangkan nilai maksimum (Pmax) Gaya aksial tiang pancang akibat beban sementara (kombinasi 2) adalah 574,80 Kn dan nilai minimum (Pmin) adalah 1413,20 Kn, Gaya aksial tiang pancang akibat beban sementara (kombinasi 3) adalah 776,91 Kn dan nilai minimum (Pmin) adalah 1450,42 Kn. Dari hasil kemampuan tiang pancang didapat hasil reaksi berupa gaya aksial tekan dan tarik maka akan dikontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan. Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan tiang pancang yang berdiameter 0,60 m dan berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada titik bor P1. Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus dan hasilnya ditunjukkan berikut :Perhitungan berikut ini berdasarkan rumus Kazuto Nazakawa.

$$R_a = \frac{1}{n} R_u$$

$$R_u = \frac{1}{n} [(q_d.A) + (U.\Sigma li.fi)]$$

R_a	=	Daya dukung tanah yang diizinkan (kN)
n	=	Faktor keamanan
R_p	=	Daya dukung terpusat tiang (kN)
R_f	=	Gaya geser dinding tiang (kN)
q_d	=	Daya dukung terpusat tiang (kN/m ²)
A	=	Luas ujung tiang (m ²)
U	=	Panjang keliling tiang (m)
li	=	Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (m)

Perhitungan daya dukung tiang P1 kedalaman 17 m

$$\begin{aligned}\dot{N} &= \frac{N_1 + \dot{N}_2}{2} \\ &= \frac{58 + (54+50+40)}{2} \\ &= 53\end{aligned}$$

Keterangan :

- \dot{N} = Harga N rata-rata untuk perencanaan tanah pondasi pada ujung tiang
- N_1 = Harga N pada ujung tiang
- \dot{N}_2 = Harga rata-rata N pada jarak 4D dari ujung tiang

Panjang ekivalensi dari penetrasi tiang

$$l = 1,0 \text{ m}$$

Daya dukung pada ujung tiang

$$\left(\frac{l}{D}\right) = 1,667 \text{ m}$$

$$\left(\frac{q_d}{N}\right) = 13$$

$$\begin{aligned}Q_d &= 13 N = 13 \times 53 = 689 \text{ ton/m}^2 \\ &= 6890 \text{ kN/ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_p &= A \cdot q_d = \left(\frac{\pi \cdot 0,6^2}{4}\right) \times 689 \\ &= 1947,114 \text{ kN}\end{aligned}$$

Tabel 5.45 Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø0,6 m – titik bor P1

Depth (m)	N	N	f _i	f _i x thickness (li)	Σ (f _i li)
		Average	t/m ²	t/m	t/m
0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0
3	8	8	4	4	4
4	10	10	5	5	9
5	11	11	5.5	5.5	14.5
6	13	13	6.5	6.5	21
7	16	16	8	8	29
8	21	21	10.5	10.5	39.5
9	29	29	12	12	51.5
10	34	34	12	12	63.5
11	31	31	12	12	75.5
12	28	28	12	12	87.5
13	30	30	12	12	99.5
14	40	40	12	12	111.5
15	50	50	12	12	123.5
16	54	54	12	12	135.5
17	58	58	12	12	147.5
18	70	70	12	12	159.5
19	40	40	12	12	171.5
20	23	23	11.5	11.5	183
21	31	31	12	12	195
22	40	40	12	12	207
23	41	41	12	12	219

24	40	40	12	12	231
25	39	39	12	12	243
26	43	43	12	12	255
27	49	49	12	12	267
28	53	53	12	12	279
29	57	57	12	12	291
30	70	70	12	12	303

$$\begin{aligned}
 R_f &= U \cdot \sum l_i \cdot f_i = \Pi \times 0.6 \times 147,5 \\
 &= 277,89 \quad \text{Ton} \\
 &= 2778,90 \quad \text{Kn}
 \end{aligned}$$

Daya dukung yang diijinkan (Tekan)

$$\begin{aligned}
 R_u &= (R_p + R_f) \\
 &= q_d \cdot A + U \cdot \sum l_i \cdot f_i \\
 &= 194,71 + 277,89 \\
 &= 472,60 \text{ Ton} \\
 &= 4726,01 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Daya dukung yang diijinkan (Tekan)

$$\begin{aligned}
 R_u &= 1/3 (R_p + R_f) \\
 &= 157,53 \text{ Ton (Tidak Ada Gempa)} \\
 &= 1575 \text{ kN} \\
 R_u &= 1/2 (R_p + R_f) \\
 &= 236,30 \text{ Ton (Ada Gempa)} \\
 &= 2363 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Daya dukung yang diijinkan (Tarik)

$$\begin{aligned}
 R_u &= \left(\frac{R_f}{3} \right) \\
 &= 92,6 \text{ Ton (Tidak Ada Gempa)} \\
 R_u &= \left(\frac{R_f}{2} \right) \\
 &= 139 \text{ Ton (Ada Gempa)}
 \end{aligned}$$

Efisiensi Kelompok Tiang

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan koefisien. Efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus Converse – Labbare :

$$\eta = 1 - \arctan \left(\frac{D}{k} \right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n}$$

η = Koefisien efisiensi kelompok tiang pancang

D= Diameter tiang pancang

k= Jarak antar tiang tegak lurus sumbu x

m= Jumlah tiang dalam satu kolom (buah)

n= Jumlah tiang dalam satu baris (buah)

$$\eta = 1 - \arctan \left(\frac{D}{k} \right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n}$$

$$= 1 - \arctan \left(\frac{0,6}{1,6} \right) \times \frac{(5-1)8 + (8-1)5}{90 \cdot 8 \cdot 5}$$

$$= 1 - \arctan 0,375 \times \frac{32+35}{3600}$$

$$= 0,617$$

Kontrol Kekuatan Tiang Pancang Setelah mendapat P yang terjadi maka dilakukan analisis kontrol kekuatan tiang pancang terhadap gaya dan momen yang bekerja serta kontrol geser pons untuk mengetahui kemampuan beton menahan geser.

Dari wika pile classification direncanakan tiang pancang beton prategang dengan :

- Diameter tiang pancang (D)= 0,6 m
- Tebal (d)= 0,1 m
- Kelas = A
- Mutu beton (f_c')= 49,8 MPa
- Allowable axial load= 2527 kN
- Bending momen crack= 170 kN
- Bending momen ultimit = 255 kN
- Modulus elastisitas beton= 119948 MPa
- Momen inersia TP= $\frac{1}{64} \times \pi \times (D^4 - d^4)$
= 510509 cm⁴

5.3.2.4 Kontrol terhadap Gaya Aksial Vertikal

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan tanah tempat tiang pancang ditanam. Hasil daya dukung yang terendah adalah yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang

– Berdasarkan kekuatan bahan

Kekuatan tekan (maksimal) terhadap gaya aksial vertikal untuk tiang pancang Ø0,6 m adalah 2527 kN, sedangkan beban vertikal maksimal yang diterima tiang adalah sebesar 1413,2 kN

– Berdasarkan daya dukung tanah

Berdasarkan analisa perhitungan daya dukung tanah (data SPT) dari perumusan meyerhoff didapatkan besarnya daya dukung ijin tanah terhadap pondasi tiang pancang prestressed

concrete spun pile Ø0,6 m dengan kedalaman 17 m diperoleh Q_{ijin} seperti yang ditabelkan berikut ini :

Tabel 5.46 Resume P_{ijin} tiang pancang Ø0,6m kedalaman 17 m

Data Tanah	Kontrol Tekan Ada Gempa		Kontrol Tekan Tidak ada gempa		
P1	2363,00	> 1450,42	1575,33	>	632,97
	OK		OK		

Data Tanah	Kontrol Tarik Ada Gempa		Kontrol Tarik Tidak ada gempa		
P1	1389,45	> 776,91	926,30	>	241,00
	OK		OK		

5.3.2.5 Kontrol terhadap Beban Horizontal

Gaya – gaya horisontal (H_x) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu x, diantaranya : Beban 100% akibat gempa (struktur atas + Pilar)

$$H_x = 4311 + 5006$$

$$= 9317 \text{ kN}$$

$$\sum H_x = 100\% H_x + 30\% H_y$$

$$= 10156 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 H \text{ per tiang} &= \frac{\sum H_x}{\text{Juml. Tiang}} \\
 &= \frac{10156}{40} \\
 &= 253,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya – gaya horisontal (H_y) diperoleh dari beban searah sumbu y, diantaranya : 30% akibat gempa (Struktur atas + Pilar) dan beban angin

$$H_y = 4311 + 5006$$

$$= 2795,12 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\Sigma H_x &= 100\% H_y + 30\% H_x \\ &= 5590,24 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H \text{ per tiang} &= \frac{\Sigma H_y}{\text{Juml. Tiang}} \\ &= \frac{5590,24}{40} \\ &= 139,75 \text{ kN}\end{aligned}$$

Kemampuan tambahan tiang menahan gaya horisontal bila diijinkan adanya pergeseran posisi ujung tiang sebesar d.

$$H_{ijin} = \frac{k \cdot D \cdot d}{\beta}$$

$$k = 0,2 \times E_o \times D^{-3/4} \times y^{-1/2}$$

E_o = modulus deformasi tanah pondasi (28N, Nilai N diambil NSPT rata-rata sampai pada kedalaman tiang pancang yang masuk kedalam tanah).

d = pergeseran posisi ujung tiang (cm) = 2,5cm

D = diameter tiang pancang

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}}$$

E = modulus elastisitas beton tiang

I = momen inersia penampang

$$\begin{aligned}k &= 0,2 \times E_o \times D^{-3/4} \times d^{-1/2} \\ &= 0,2 \times 28 \overline{N_{SPT}} \times D^{-3/4} \times d^{-1/2} \\ &= 0,2 \times 28.1 \times 60^{-3/4} \times 1^{-1/2} \\ &= 0,164\end{aligned}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{0,1643 \times 60}{4 \times 119948 \times 510509}}$$

$$\beta = 0,00252$$

$$H_{ijin} = \frac{k \cdot D \cdot d}{\beta}$$

$$= \frac{24,643}{0,00252}$$

$$= 97,841 \text{ kN}$$

$$H_{ijin} = \frac{97,841}{2}$$

$$= 48,921$$

$$H_{1 \text{ tiang}} < H_{ijin} \dots OK$$

$$139,76,03 < 48,92 \dots \text{NOT OK}$$

Kesimpulan dari perhitungan diatas bahwa H1 tiang > Hijin maka perlu dilakukan pemasangan tiang pancang miring.

Perhitungan Tiang Pancang Miring

- Tiang Pancang Miring arah X

$$\alpha = 5,711$$

$$\sin \alpha = 0,10$$

Rumus mencari jumlah tiang pancang miring :

$$H_{ijin \text{ total}} + N1 \cdot P \sin \alpha \geq \sum Hx$$

Keterangan :

H ijin 1 tiang pancang= 48,92 kN

Hijin 1 tiang x jumlah tiang pancang= 1956,8 kN

Daya dukung tiang pancang dalam grup= 2940,9 kN

Total gaya horizontal yang bekerja arah X= 10155,6 kN

$$H_{ijin \text{ total}} + N1 \cdot P \sin \alpha \geq \sum H$$

$$1956,8 \text{ kN} + N1 \cdot 2940,9 \cdot \sin \alpha \geq 10155,6 \text{ kN}$$

$$N1. 292,6 \geq 10155,6 - 1956,8$$

$$N1 \geq \frac{8198,78}{292,63}$$

$$N1 = 16$$

- Tiang Pancang Miring arah Y

$$\alpha = 5,711$$

$$\sin \alpha = 0,10$$

Rumus mencari jumlah tiang pancang miring :

$$H_{ijin\ total} + N1. P \sin \alpha \geq \sum Hx$$

Keterangan :

H ijin 1 tiang pancang = 48,92 kN

Hijin 1 tiang x jumlah tiang pancang = 1956,8 kN

Daya dukung tiang pancang dalam grup = 2940,9 kN

Total gaya horizontal yang bekerja arah X = 5590,2 kN

$$H_{ijin\ total} + N1 . P \sin \alpha \geq \sum H$$

$$1956,8 \text{ kN} + N1.292,63 \geq 5590,2 \text{ kN}$$

$$N1. 292,63 \geq 5590,28 - 1956,8 \quad N1 \geq \frac{3633,42}{292,6}$$

$$N1 = 6$$

Kontrol terhadap Momen

$$M_m = 0,2079 \times \left(\frac{H}{2\beta} \right)$$

$$\begin{aligned} k &= 0,2 \times E_o \times D^{-3/4} \times y^{-1/2} \\ &= 0,2 \times 28 \overline{N_{SPT}} \times D^{-3/4} \times y^{-1/2} \\ &= 0,2 \times 28.1 \times 60^{-3/4} \times 1^{-1/2} \\ &= 0,1643 \end{aligned}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}}$$

$$\begin{aligned}
&= \sqrt[4]{\frac{0,164 \times 60}{4 \times 119948 \times 510509}} \\
&= 0,00252
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_m &= 0,2079 \times \left(\frac{H}{2 \cdot \beta} \right) \\
&= 0,2079 \times \left(\frac{139,76}{2 \times 0,00252} \right) \\
&= 50,71 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$M_m < M_{crack}$$

$$57,67 < 290 \text{ kNm} \dots \text{OK}$$

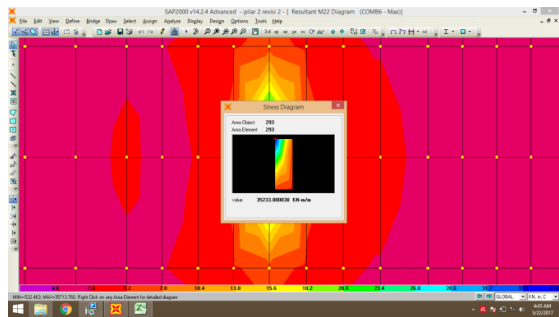
5.3.3 Perhitungan Poer (Pile Cap)

Perhitungan analisis pile cap berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Beban yang dihitung dari beban P yang terjadi pada tiang pancang, Perhitungan analisis momen pile cap diambil dari SAP 2000 :

5.3.3.1 Analisis gaya dan momen pada Poer

Tabel 5.47 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer

kombinasi Pembebanan	Faktor beban x beban yang bekerja pada struktur
kombinasi 1	1,3PMS + 1,8TTD + 1,8TTB
kombinasi 2	1,3PMS + 1,8TTD + (100%TEQx + 30%TEQy)
kombinasi 3	1,3PMS + 1,8TTD + (30%TEQx + 100%TEQy)



Gambar 5.29 Momen Pile Cap 2 SAP 2000

Sehingga untuk desain tulangan pile cap dipakai reaksi dari kombinasi 3U (1,3PMS + 1,8TTD + (30%TEQx + 100%TEQy).Momen yang dipakai untuk perhitungan penulangan pile cap adalah :

$$M_u = 35233 \text{ kN.m}$$

-5.3.3.2 Perhitungan penulangan poer

– Penulangan Lentur

$$\begin{aligned} f_c' &= 40 \text{ Mpa} & d' &= 50 \text{ mm} \\ f_y &= 400 \text{ Mpa} & d &= 1950 \text{ mm} \\ h &= 2000 \text{ mm} & \emptyset_{\text{utama}} &= 36 \text{ mm} \\ b &= 13200 \text{ mm} & \emptyset_{\text{bagi}} &= 18 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 35233 \text{ kN.m/m'} \\ M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{35233}{0.8} = 44041 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 40}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0.0434 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0434 \\ &= 0.0325 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11,76$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{44041 \times 10^6}{13200 \times 3802500} \\
 &= 0,8774
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{11,76} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 0,877}{400}} \right) \\
 &= 0.0022
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccccc}
 \text{Cek} & \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\
 & 0.0035 & > & 0.0022 & < & 0.0325
 \end{array}$$

Maka dipakai $\rho_{\min} = 0,0035$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.0035 \times 13200 \times 1950 \\
 &= 90090 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur $D \ 32$

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{\quad}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{As perlu} \\
 = & \frac{803,84 \times 13200}{90090} \\
 = & 117,78 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D32 – 100 (As = 106106,8 mm²)

– **Tulangan pembagi**

$$\begin{aligned}
 \text{As}' &= 20\% \times \text{As} \\
 &= 20\% \times 90090 \\
 &= 18018 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 18

$$\begin{aligned}
 \text{As} &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 324 \\
 &= 254.34 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{254.34 \times 13200}{18018} \\
 &= 186,33 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tul.bagi D18 – 150 mm (As = 22381,9 mm²)

– **Kontrol Geser Pons**

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

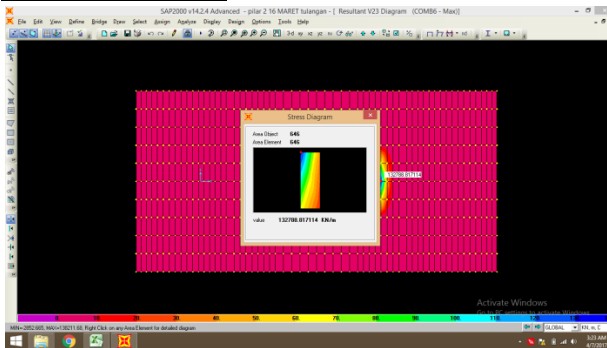
$$\begin{aligned} b &= \text{Keliling tiang pancang + tebal poer (mm)} \\ &= (\pi \times \varnothing_{TP}) + H \\ &= 1884 + 2000 \\ &= 3884 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= \text{Tebal efektif poer (mm)} \\ &= h_{pons} - d' \\ &= 2000 - 50 \\ &= 1950 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 3884 \times 1950 \\ &= 7983486,18 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{P_{maks}}{\phi} \\ &= \frac{1610160}{0.7} \\ &= 2300228,57 \text{ N} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

– ***Penulangan Geser***



Gambar 5.30 Geser Pier Head 2 SAP 2000

$$\begin{aligned}
 V_u &= 13278900 \quad \text{N} & B &= 7600 \quad \text{mm} \\
 f_c' &= 40 \quad \text{MPa} & d' &= 50 \quad \text{mm} \\
 f_y &= 400 \quad \text{MPa} & D &= 1950 \quad \text{mm} \\
 h &= 2000 \quad \text{mm} & \phi_v &= 0.75
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 7600 \times 1950 \\
 &= 15621652 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{b_w \times d}{3} \\
 &= \frac{7600 \times 1950}{3} \\
 &= 4940000 \quad \text{N}
 \end{aligned}$$

Kontrol kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $132789000 > 5858119,3$ **NOT OK**
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $5858119,3 < 132789000 > 11716238$ **NOT OK**
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{smin})$
 $11716238 < 132789000 < 15421238$ **OK**
4. $\phi (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $15421238 > 132789000 < 35148716$ **NOT OK**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $35148716 > 132789000 > 58581193$ **OK**

Didapat perhitungan di atas Kondisi 3memenuhi syarat
 maka perlu tulangan geser minimum

Direncanakan tulangan geser 8 kaki dengan diameter Ø 16 mm

$$\begin{aligned}
 A_v &= 6 \times A_s \\
 &= 6 \times 0.25 \times \pi \times \varnothing^2 \\
 &= 6 \times 0.25 \times 3.14 \times 256 \\
 &= 1607,6 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$= \frac{1607,6 \times 400 \times 1950}{4940000}$$

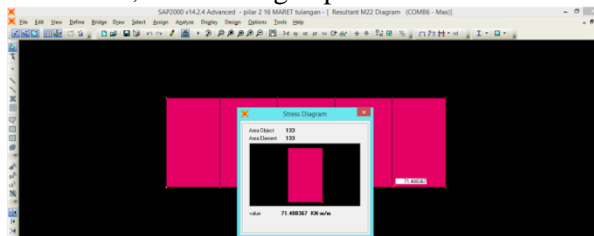
$$= 243,84 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser : Ø 16 – 200

5.3.4 Perhitungan Longitudinal Stopper

5.3.4.1 Analisis Pembebanan Long Stopper Pilar

Perhitungan analisis Longitudinal Stopper berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Berikut di bawah ini analisis perencanaan long stopper : Analisis pembebanan longitudinal stopper dengan beban yang bekerja yaitu berat sendiri, beban rem, dan beban gempa.



Gambar 5.31 Momen Long Stopper 2 SAP 2000

Untuk penulangan longitudinal stopper dipakai hasil reaksi dari kombinasi 1Ultimit dari perhitungan SAP2000. Momen yang dipakai untuk desain penulangan longitudinal stopper sebesar :

$$Mu = 72 \text{ kN.m}$$

5.3.4.2 Perhitungan Penulangan Long Stopper

– Penulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 40 \text{ MPa} & d' &= 30 \text{ mm} \\
 F_y &= 400 \text{ MPa} & d &= 370 \text{ mm} \\
 H &= 400 \text{ mm} & \emptyset_{\text{utama}} &= 16 \text{ mm} \\
 B &= 2470 \text{ mm} & \emptyset_{\text{bagi}} &= 13 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$M_u = 72 \text{ kN.m/m'}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{72}{0.8} = 90 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 40}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0.0434
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{maks}} &= 0.75 \times \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.0434 \\
 &= 0.0325
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11.76$$

$$R_n = \frac{M_n}{}$$

$$\begin{aligned}
 & \frac{b \times d^2}{90 \times 10^6} \\
 = & \frac{2470 \times 136900}{90 \times 10^6} \\
 = & 0,266
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{11,76} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 0,266}{400}} \right) \\
 &= 0.0007
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccccc}
 \text{Cek} & \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\
 & 0.0035 & > & 0.0007 & < & 0.0325
 \end{array}$$

Maka dipakai $\rho_{\min} = 0,0035$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho_{\min} \times b \times d \\
 &= 0.0035 \times 2470 \times 370 \\
 &= 3198,65 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur $D \quad 16$

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 256 \\
 &= 200,96 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}}$$

$$= \frac{200,96 \times 2470}{3198,65}$$

$$= 155,18 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 150 ($A_s = 3309,14 \text{ mm}^2$)

– **Tulangan Pembagi**

$$A_s' = 20\% \times A_s$$

$$= 20\% \times 3198,65$$

$$= 639,73 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D 13

$$A_s = 0.25 \times \pi \times D^2$$

$$= 0.25 \times 3,14 \times 169$$

$$= 132,665 \text{ mm}^2$$

Menentukan jarak yang diperlukan

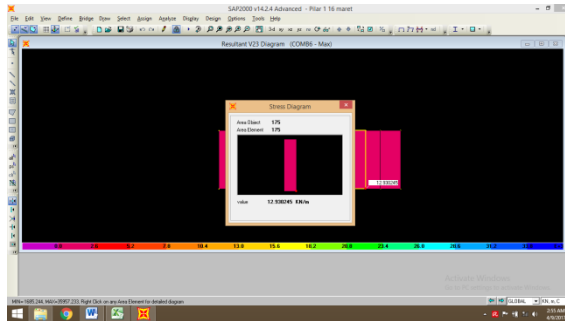
$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}}$$

$$= \frac{132,665 \times 2470}{1097.29}$$

$$= 207,38 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan bagi D13 – 200 ($A_s = 663,25 \text{ mm}^2$)

– **Penulangan Geser**



Gambar 5.32 Geser Long Stopper 2 SAP 2000

$$\begin{aligned}
 V_u &= 24767 \quad \text{N} & b &= 2470 \quad \text{mm} \\
 f_c' &= 40 \quad \text{Mpa} & d' &= 30 \quad \text{mm} \\
 F_y &= 400 \quad \text{Mpa} & d &= 370 \quad \text{mm} \\
 H &= 400 \quad \text{Mm} & \phi_v &= 0.75
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 2470 \times 370 \\
 &= 963335,18 \quad \text{N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{b_w \times d}{3} \\
 &= \frac{2470 \times 370}{3} \\
 &= 304633,3 \quad \text{N}
 \end{aligned}$$

Kontrol kondisi geser

$$1. \quad V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$$

$$24767 < 361250,7 \quad \text{OK}$$

$$2. \quad 0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$$

$$361250,75 > 24767 < 722501,4 \quad \text{NOT OK}$$

$$3. \quad \phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{smin})$$

$$722501,4 > 24767 < 950976 \quad \text{NOT OK}$$

$$4. \quad \phi (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$$

$$950976 > 24767 < 2167504 \quad \text{NOT OK}$$

$$5. \quad \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$$

$$2167504 > 24767 < 3612507 \quad \text{NOT OK}$$

Dari perhitungan diatas didapat Kondisi 1 memenuhi syarat maka tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan geser 7 kaki dengan diameter Ø10 mm

$$A_v = 7 \times A_s$$

$$= 7 \times 0.25 \times \pi \times \phi^2$$

$$= 7 \times 0.25 \times 3.14 \times 100$$

$$= 549,5 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$= \frac{549,5 \times 400 \times 370}{304633,3}$$

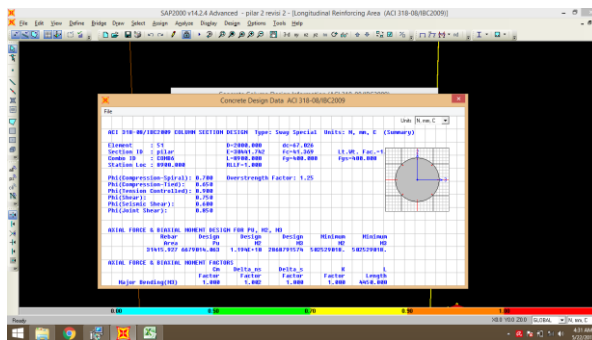
$$= 250 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser : $\varnothing 10 - 250$ (7 Kaki)

5.3.5 Perhitungan Badan pilar

Dari analisis pembebanan, maka langkah selanjutnya adalah menentukan kontrol badan pilar pada SAP2000 serta menghitung tulangan dengan memasukkan data sebagai berikut:

f_c' = 40 MPa
 F_y = 400 Mpa
 Diameter = 2000 mm
 Selimut = 40 mm



Gambar 5.33 Hasil output SAP 2000 Luasan Rebar

Berikut ini adalah hasil analisa penulangan pada badan pilar yang akan ditampilkan dalam tabel.

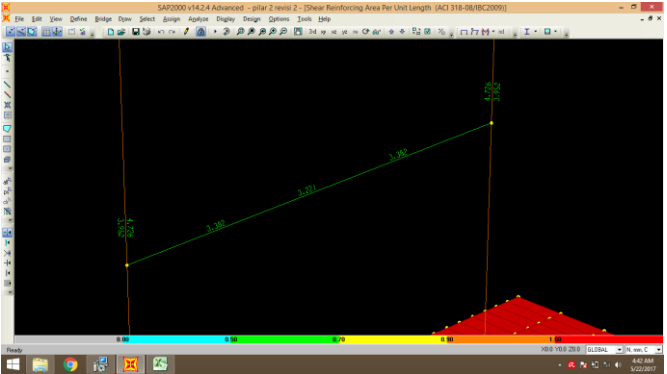
Tabel 5. 48Penulangan Badan Pilar

diameter (mm)	2000
<u>Tul. Utama</u>	
As Perlu (mm ²)	31415
OutPut Sap	
Penulangan	40 D32
As Pasang (mm ²)	32170
Cek	OK
<u>Sengkang</u>	
As Perlu (mm ²)	2.003
OutPut Sap	
Penulangan	2xØ16 -200
As Pasang (mm ²)	2.01
Cek	OK

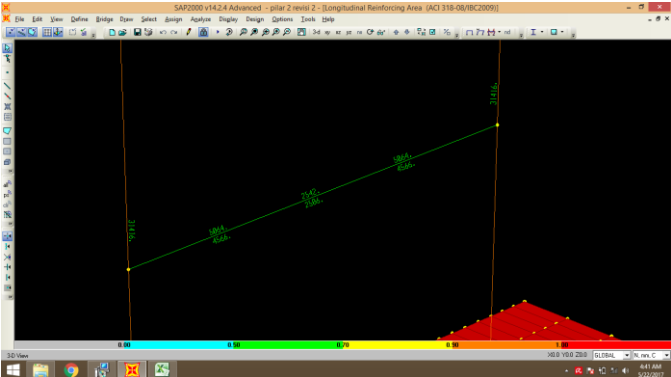
5.3.6 Perhitungan Balok Tengah

Dari analisis pembebanan, maka langkah selanjutnya adalah menentukan kontrol balok tengah pada SAP2000 serta menghitung tulangan dengan memasukkan data sebagai berikut:

$f'_c = 40 \text{ Mpa}$
 $f_y = 40 \text{ Mpa}$
 $b = 800 \text{ mm}$
 $h = 1000 \text{ mm}$
 $\text{cover} = 40 \text{ mm}$



*Gambar 5.34*Hasil output SAP 2000 Luasan Rebar



*Gambar 5.35*Hasil output SAP 2000 Luasan Rebar

○ Tulangan Tumpuan

Berikut ini adalah hasil analisa penulangan tumpuan pada balok tengah yang akan ditampilkan dalam tabel.

Tabel 5. 49 Penulangan Balok Tengah Tumpuan

b(mm)	1000
h(mm)	1200
<u>Tul. Utama atas</u>	
As Perlu (mm ²)	5064
OutPut Sap	
Penulangan	12 D25
As Pasang (mm ²)	5890
Cek	OK
<u>Tul. Utama bawah</u>	
As Perlu (mm ²)	4566
OutPut Sap	
Penulangan	10 D25
As Pasang (mm ²)	4909
Cek	OK
<u>Sengkang</u>	
As Perlu (mm ²)	3.382
OutPut Sap	
Penulangan	2xØ19 -150
As Pasang (mm ²)	3.78
Cek	OK

○ Tulangan Lapangan

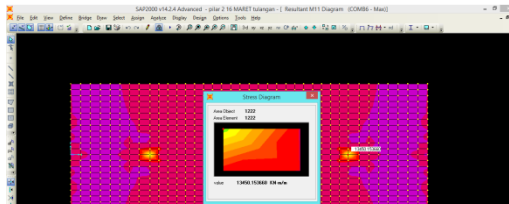
Berikut ini adalah hasil analisa penulangan lapangan pada balok tengah yang akan ditampilkan dalam tabel.

Tabel 5. 50Penulangan Balok Tengah Lapangan

b(mm)	1000
h(mm)	1200
<u>Tul. Utama atas</u> As Perlu (mm^2) OutPut Sap Penulangan As Pasang (mm^2) Cek	2542 6 D25 2945 OK
<u>Tul. Utama bawah</u> As Perlu (mm^2) OutPut Sap Penulangan As Pasang (mm^2) Cek	2506 6 D25 2945 OK
<u>Sengkang</u> As Perlu (mm^2) OutPut Sap Penulangan As Pasang (mm^2) Cek	3.221 2xØ19 -150 3.78 OK

5.3.7 Perhitungan Penulangan Pier Head

Perhitungan analisis pier head berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas ultimit. Analisis pembebanan pier head dengan beban yang bekerja yaitu beban sendiri, beban lalu lintas, beban rem, dan beban gempa. Gaya dan momen akan dihasilkan dari output SAP 2000.



Gambar 5.36 Momen Pier Head 2 SAP 2000

Untuk penulangan pier head dipakai hasil reaksi dari kombinasi 3 ultimit dari perhitungan SAP 2000. Momen yang dipakai untuk desain penulangan pier head sebesar :

$$Mu = 13451 \text{ kNm}$$

Perhitungan penulangan pier head

f_c'	=	40	MPa	d'	=	50	mm
F_y	=	400	MPa	d	=	2050	mm
H	=	2100	mm	ϕ_{lentur}	=	25	mm
B	=	3600	mm	ϕ_{geser}	=	13	mm

$$Mu = 13451 \text{ kN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{13451}{0.8} = 16814 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 40}{400} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0.0434
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.0434 \\
 &= 0.0325
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11,76$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{16814}{3600} \times \frac{10^6}{4202500} \\
 &= 1,111
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{11,76} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 1,111}{400}} \right) \\
 &= 0.0028
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccccc} \text{Cek} & \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ & 0.0035 & > & 0.0028 & < & 0.0325 \end{array}$$

Maka dipakai $\rho_{\min} = 0,0035$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 3600 \times 2050 \\ &= 25830 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur D 32

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 1024 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{25830}{803,84} = 32,13$$

Maka dipakai 33 D32($A_s = 28938,24 \text{ mm}^2$)

Tulangan tarik

Luas tulangan yang diperlukan

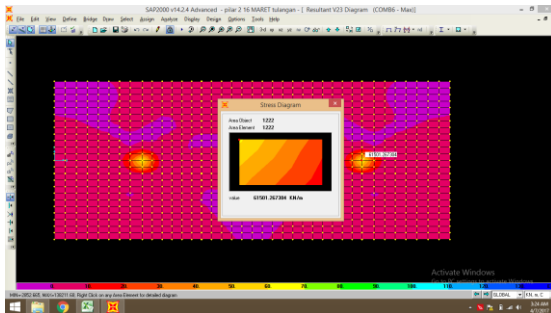
$$\begin{aligned} A_s' &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 3600 \times 2050 \\ &= 25830 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 0.25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{25830}{803,84} = 32,13$$

Maka dipakai 33 D32($A_s = 28938,24\text{mm}^2$)

— **Penulangan geser**



Gambar 5.37Geser Pier Head 2 SAP 2000

$$\begin{aligned}
 V_u &= 6150200 \quad \text{N} & b &= 3600 \quad \text{mm} \\
 f_c' &= 40 \quad \text{MPa} & d' &= 50 \quad \text{mm} \\
 F_y &= 400 \quad \text{MPa} & d &= 2050 \quad \text{mm} \\
 H &= 2100 \quad \text{Mm} & \phi_v &= 0.75
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 3600 \times 2050 \\
 &= 7779203 \quad \text{N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{b_w \times d}{3} \\
 &= \frac{3600 \times 2050}{3} \\
 &= 2460000 \quad \text{N}
 \end{aligned}$$

Kontrol kondisi geser

$$\begin{aligned}
 1. \quad V_u &< 0.5 \times \phi \times V_c \\
 6150200 &> 2917201 \quad \text{NOT OK}
 \end{aligned}$$

$$2. \quad 0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$$

$$2917201 < 6150200 > 5834402 \quad \text{NOT OK}$$

$$3. \quad \phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{smin})$$

$$5834402 < 6150200 < 7679402 \quad \text{OK}$$

$$4. \quad \phi (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$$

$$7679402 > 6150200 < 17503207 \quad \text{NOT OK}$$

$$5. \quad \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$$

$$17503207 > 6150200 < 29172011 \quad \text{NOT OK}$$

Dari perhitungan diatas didapat Kondisi 3 memenuhi syarat maka tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan geser 7 kaki dengan diameter Ø16 mm

$$A_v = 7 \times A_s$$

$$= 7 \times 0.25 \times \pi \times \phi^2$$

$$= 7 \times 0.25 \times 3.14 \times 256$$

$$= 1406,7 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$= \frac{1406,7 \times 400 \times 2050}{2460000}$$

$$= 468,9 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser : Ø16 – 450 (7 Kaki)

5.4 Desain Perletakan Jembatan

5.4.1 Preliminari Design Perletakan 1

Perletakan yang direncanakan menggunakan perletakan elastomer laminasi, dengan menggunakan karet IHRD dengan kekerasan 53 ± 5 , mempunyai sisi elastomer minimum sebesar 6 mm dan atas dan bawah sebesar 4 mm. mengacu pada BMS BDM 1992 pasal 7.2.1

5.4.2 Menentukan Beban yang Bekerja

- Beban tegak lurus pada tumpuan

Untuk beban tegak lurus diambil gaya paling kritis yaitu pada girder tepi yang menumpu pelat kantilever dan parapet.



Gambar 5.38 Elastomeric Bearing

1. $\frac{1}{2}$ (Beban mati merata pada reaksi plat kantilever)
 $= 7,15 \text{ kN/m} \times 25 \text{ m}$
 $= 178,75 \text{ kN}$
2. $\frac{1}{2}$ (Beban plat lantai (0.55m)
 $q.\text{plat} = 0.25 \text{ m} \times 0.55 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 25 \text{ m}$
 $= 85,9375 \text{ kN}$
3. $\frac{1}{2}$ (Beban aspal pada plat lantai (0.55m)
 $q.\text{aspal} = 0.10 \text{ m} \times 0.55 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \times 25 \text{ m}$

$$= 30,25 \text{ kN}$$

4. $\frac{1}{2}$ (Beban genangan hujan pada plat lantai (0.55m)

$$\begin{aligned} q_{\text{hujan}} &= 0.05 \text{ m} \times 0.55 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 \times 25 \text{ m} \\ &= 6,875 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. $\frac{1}{2}$ (Beban hidup lalu lintas)

Didapat dari reaksi perhitungan beban lalu lintas
pada perencanaan abutment
 $V_{\text{abt}} = 522,75 \text{ kN}$

6. Beban akibat diafragma

$$\begin{aligned} q_d &= 6 \times 0,18 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 27 \text{ kN} \end{aligned}$$

7. $\frac{1}{2}$ (Berat sendiri girder jembatan)

$$\begin{aligned} q_{\text{girder}} &= \frac{1}{2} \times 0,87 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 50 \text{ m} \\ &= 543,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

8. Instalasi salir

$$V_s = 20 \text{ Kn}$$

Tabel 5. 51 Rekapitulasi beban vertikal pada perletakan

No	Beban vertikal	Gaya (kN)
1	1/2 (Beban mati merata pada reaksi plat kanti)	178,75
2	1/2(Beban plat lantai (0,75 m)	85,94
3	1/2(Beban aspal pada plat lantai (0.75 m)	30,25
4	1/2 (Beban gen. hujan pada plat lantai 0.75 m)	6,88
5	1/2 (Beban hidup lalu lintas)	522,75
6	Beban akibat diafragma	27
7	1/2 Berat sendiri girder	543,75
8	Instalasi salir	20.00
$\Sigma .V$ elastomer		1415,31

– Beban horizontal terhadap perletakan

1. Gaya Rem

$$\begin{aligned} T \text{ rem} &= 250 \text{ kN} : 4 \\ &= 62,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Gaya Gesekan

$$\begin{aligned} T_b &= 892,56 \text{ kN} \times 0,8 \\ &= 714,05 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned} E_q &= 2600,6 \text{ kN} : 4 \\ &= 650,15 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 5. 52 Tabel rekapitulasi beban horisontal

No	Beban horisontal	Gaya (kN)
1	Gaya rem	62,5
2	Gaya gesekan	714,05
3	Beban gempa akibat bangunan atas	650,15
$\Sigma .H$ elastomer		1426,7

5.4.3 Tahap Perencanaan Dimensi Elastomer

Penentuan dimensi rencana elastomer sesuai dengan BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.4 (g).

Tabel 5. 53 Lampiran tabel spesifikasi elastomer

Ukuran denah 600 x 600 mm									
Tebal pelat baja 5		Tebal selimut sisi 10				Tebal selimut atas dan bawah 6			
Jumlah lapis karet dalam	Tinggi keseluruhan	Kekakuan tekan terhitung pada geser nol	Kekakuan geser rata-rata	Kekakuan perputaran terhitung	Kapasitas lendutan geser	Beban ternilai pada perputaran nol		Beban ternilai pada perputaran maksimum	
	mm	10 ³ kN/m	10 ³ kN/m	kNm/rad	mm	pada geser maksimum kN	pada geser nol maksimum kN	pada geser maksimum kN	pada geser nol kN
Tebal karet dalam 15									
4	97	1673	3.45	18887	50.4	5005	5046	2155	2884
6	137	1160	2.44	13006	66.7	4944	5046	2143	2653
8	177	888	1.88	9917	76.7	4989	5046	2177	2837
10	217	719	1.53	8014	82.5	4594	5046	2220	2827
13	277	560	1.20	6223	103.5	3443	4191	2179	2818
Tebal karet dalam 18									
4	109	1089	2.96	11751	58.6	4121	5046	1879	2534
6	155	745	2.07	7992	73.2	4148	5046	1896	2500
8	201	566	1.59	6055	81.7	3982	4635	1934	2482
10	247	456	1.29	4874	96.0	3142	3766	1917	2471
12	293	382	1.09	4078	114.0	2548	3171	1878	2464

Sesuai dengan lampiran diatas, perencanaan dimensi elastomer menyesuaikan dengan jenis – jenis elastomer pada peraturan BMS BDM, maka direncanakan perletakan elastomer dengan dimensi 600 x 600 x 97.

Tabel 5 53Dimensi perletakan elastomer

Jumlah lapis karet dalam	Tebal karet dalam	Tinggi keseluruhan	Tebal selimut sisi	Tebal selimut atas & bawah	Tebal Pelat baja
(n)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
4	15	97	10	6	5

Tabel 5. 14 Data dan spesifikasi elastomer

N o	Deskripsi besaran	Simbol	Nilai	Satuan
1	Kekerasan karet	IHRD	53	
2	Modulus geser	G	0.69	Mpa
3	Modulus total	B	2000	Mpa
4	Panjang perletakan	a	600	mm
5	Lebar perletakan	b	600	mm
6	Tebal selimut	tc	10	mm
7	Tebal lapis dalam	ti	50	mm
8	Tebal lapis efektif selimut	te	14	mm
9	Tebal lapis efektif dalam	te	50	mm
10	Tebal pelat baja	ts	5	mm
11	Tebal total elastomer	t	97	mm
12	Jumlah lubang baut	N	-	-
13	Diameter lubang baut	D	-	-
14	Luas denah total karet	At	360000	mm ²
15	Luas denah dari permukaan	A	-	-

5.4.4 Kontrol Perletakan Elastomer

Sesuai dengan BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.6, terdapat 9 tahap pemeriksaan pada perletakan elastomer.

1. Pemeriksaan tahap 1 (Pemeriksaan terhadap luas efektif minimum)

Data pemeriksaan tahap 1 :

δa = gerakan tangential arah dimensi memanjang (a)

δb = gerakan tangential arah dimensi melintang (b)

H = Gaya horizontal pada perletakan (kN)

A.eff = Luas efektif minimum

Menghitung gerakan tangential :

$$\delta a = \delta b \text{ (Perletakan persegi)} = \frac{H \times t}{1000 \times A_t \times G}$$

$$\delta a = \delta b = \frac{14267600 \text{ N} \times 97 \text{ mm}}{1000 \times 360000 \text{ mm} \times 0,69 \text{ MPa}}$$

$$\delta a = \delta b = 0,557$$

Menghitung luas efektif minimum :

$$A_{\text{eff}} = A_t \times \left(1 - \frac{\delta a}{a} - \frac{\delta b}{b} \right)$$

$$A_{\text{eff}} = 360000 \text{ mm} \times \left(1 - \frac{0,557}{600} - \frac{0,557}{600} \right)$$

$$A_{\text{eff}} = 359331,44$$

Kontrol tahap 1 :

$$\frac{A_{\text{eff}}}{0,8 A} \geq 1,0$$

$$\frac{359331,44}{288000} \geq 1,0$$

$$1,25 > 1,0 \text{ (OK)}$$

Kontrol faktor bentuk : $4 \leq S \leq 12$

$$S = \frac{a \times b}{2 \times (a+b) \times t}$$

$$S = \frac{600 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}}{2 \times (1200) \times 14}$$

$$S = 10,71 \text{ (OK)}$$

2. Pemeriksaan tahap 2 (Pemeriksaan terhadap regangan total maksimum)

$\alpha_a = \alpha_b$ = Perputaran relative dari permukaan atas dan bawah perletakan.

$$\alpha_a = \alpha_b = 0,035 \text{ radian}$$

$$\epsilon_{sr} = \frac{\alpha_a x a^2 + \alpha_b x b^2}{2 x t_i x t}$$

$$\epsilon_{sr} = \frac{0,035 x 360000 + 0,035 x 360000}{2 x 50 x 97}$$

$$\epsilon_{sr} = 1,73$$

$$\epsilon_{sc} = \frac{6 x SV x 10^3}{3 x A_{eff} x G x (1 + 2S^2)}$$

$$\epsilon_{sc} = \frac{6 x 15164,06 x 10^3}{3 x 359331,44 x 0,69 x (1 + 114,796)}$$

$$\epsilon_{sc} = 1,056$$

$$\epsilon_{sh} = \frac{\delta s}{t}$$

$$\epsilon_{sh} = \frac{1,114}{97}$$

$$\epsilon_{sh} = 0,0114$$

$$\epsilon_T = \epsilon_{sr} + \epsilon_{sc} + \epsilon_{sh}$$

$$\epsilon_T = 1,73 + 1,05 + 0,0114$$

$$\epsilon_T = 2,799$$

Kontrol pemeriksaan terhadap regangan maksimum :

$$\varepsilon_T \leq \frac{2,60}{\sqrt{G}}$$

$$2,79 \leq \frac{2,60}{\sqrt{0,69}}$$

$$2,79 \leq 3,13 \text{ (OK)}$$

3. Pemeriksaan tahap 3 (Pemeriksaan terhadap regangan maksimum)

Untuk nilai $A_{eff} > 0.9 A$, maka diambil data pemeriksaan sebagai berikut :

$$\varepsilon_{sh \text{ maks}} = 0.7$$

$$\varepsilon_{sh} = 0,0114$$

Kontrol :

$$\frac{\varepsilon_{sh \text{ maks}}}{\varepsilon_{sh}} > 1.0$$

$$\frac{0.70}{0.0114} > 1.0$$

$$60,93 > 1.0 \text{ (OK)}$$

4. Pemeriksaan tahap 4 (Pemeriksaan terhadap batas leleh)

Data perhitungan :

$$V = 1415,31 \text{ kN}$$

$$V_{LL} = 522,75 \text{ kN}$$

Kontrol :

$$\frac{1.4 \times V}{\varepsilon_{sc} \times V_{LL}} \times \sqrt{\frac{0,69}{G}} \geq 1.0$$

$$\frac{1.4 \times 1415,31 \text{ kN}}{2,01 \times 522,75 \text{ kN}} \times \sqrt{\frac{0,69}{G}} \geq 1.0$$

$$3,58 \geq 1.0 \text{ (OK)}$$

5. Pemeriksaan 5 (Pemeriksaan terhadap tegangan maksimum rata-rata)

Kontrol :

$$\frac{15 \times A_t}{V} \geq 1.0$$

$$\frac{15 \times 360000}{1415312,5} \geq 1.0$$

$$3,815 \geq 1.0 \text{ (OK)}$$

6. Pemeriksaan 6 (Pemeriksaan terhadap perputaran maksimum)

$$EH = A \times G \times 1 - \frac{1}{\frac{a}{b} + \frac{b}{a}}$$

$$EH = 248400 \times 1 - \frac{1}{1 + 1}$$

$$EH = 124200$$

$$C = 4 + \frac{a}{b} \times 6 \frac{3,3a}{b}$$

$$C = 4 + \frac{600}{600} \times 6 \frac{1980}{600}$$

$$\mathbf{C = 23,8}$$

$$E = EH + \frac{C \times G \times S^2}{1 + \frac{C \times G \times S^2}{0,75 \, b}}$$

$$E = 124200 + \frac{1885,178}{1 + \frac{1885,178}{1500}}$$

$$\mathbf{E = 125035,33}$$

$$dc = te \times \frac{V \times 10^3}{E \times A}$$

$$dc = 50 \times \frac{141312,5}{125035 \times 360000}$$

$$\mathbf{dc = 0,00157}$$

Kontrol :

$$\frac{\alpha a \times a + \alpha b \times b}{4 \times dc} \geq 1.0$$

$$\frac{21 + 21}{4 \times 0,0015} \geq 1.0$$

$$\mathbf{6678,85 \geq 1.0 \quad (OK)}$$

7. Pemeriksaan 7 (Pemeriksaan terhadap stabilitas tekan)

Kontrol :

$$\frac{2 \times b.e \times G \times S \times A.eff}{1000 \times V} \geq 1.0$$

$$\frac{1200 \times 0,69 \times 10,71 \times 359331,4}{1000 \times 1415,31} \geq 1.0$$

$$2252,3 \geq 1,0 \quad (OK)$$

8. Pemeriksaan 8 (Pemeriksaan tebal baja minimum)

ts (tebal plat baja)= 5,0 mm

Kontrol :

$$\frac{ts}{3} \geq 1.0$$

$$\frac{5}{3} \geq 1.0 = 1,67 \geq 1.0 \quad (OK)$$

$$\frac{ts \times A \times f_{sy}}{3000 \times V \times t_i} \geq 1.0$$

$$\frac{5 \times 360000 \times 950}{3000 \times 1415,31 \times 50} \geq 1.0$$

$$8,05 \geq 1.0 \quad (OK)$$

9. Pemeriksaan 9 (Pemeriksaan tahanan gesek terhadap geseran)

Kontrol :

$$\frac{0.1 \times V + (3000 \times A.\text{eff})}{H} \geq 1.0$$

$$\frac{0.1 \times 1415312,5 + 1077167277}{1426700} \geq 1.0$$

$$75,59 \geq 1.0 \text{ (OK)}$$

Dari hasil 9 pemeriksaan terhadap dimensi elastomer yang direncanakan, maka elastomer **600 x 600 x 97** dapat digunakan sebagai perletakan jembatan.

5.4.5 Preliminari Design Perletakan 2

Perletakan yang direncanakan menggunakan perletakan elastomer laminasi, dengan menggunakan karet IHRD dengan kekerasan 53 ± 5 , mempunyai sisi elastomer minimum sebesar 6 mm dan atas dan bawah sebesar 4 mm. mengacu pada BMS BDM 1992 pasal 7.2.1

5.4.6 Menentukan Beban yang Bekerja

- Beban tegak lurus pada tumpuan

Untuk beban tegak lurus diambil gaya paling kritis yaitu pada girder tepi yang menumpu pelat kantilever dan parapet.

1. $\frac{1}{2}$ (Beban mati merata pada reaksi plat kantilever)
 - = 7,15 kN/m x 6 m
 - = 42,9 kN
2. $\frac{1}{2}$ (Beban plat lantai (0.55m)

$$\begin{aligned} q_{\text{plat}} &= 0.25 \text{ m} \times 0.55 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 6 \text{ m} \\ &= 20,625 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3. \quad \frac{1}{2} \text{ (Beban aspal pada plat lantai (0.55m))} \\ q_{\text{aspal}} &= 0.10 \text{ m} \times 0.55 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \times 6 \text{ m} \\ &= 7,26 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4. \quad \frac{1}{2} \text{ (Beban genangan hujan pada plat lantai (0.55m))} \\ q_{\text{hujan}} &= 0.05 \text{ m} \times 0.55 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 \times 6 \text{ m} \\ &= 1,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$5. \quad \frac{1}{2} \text{ (Beban hidup lalu lintas)}$$

Didapat dari reaksi perhitungan beban lalu lintas pada perencanaan abutment
 $V_{\text{abt}} = 522,75 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} 6. \quad \text{Beban akibat diafragma} \\ q_d &= 5 \times 0,18 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 \\ &= 22,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 7. \quad \frac{1}{2} \text{ (Berat sendiri girder jembatan)} \\ q_{\text{girder}} &= \frac{1}{2} \times 0,36 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 12 \text{ m} \\ &= 54 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 8. \quad \text{Instalasi salir} \\ V_s &= 20 \text{ Kn} \end{aligned}$$

Tabel 5 55 Rekapitulasi beban vertikal pada perletakan

No	Beban vertikal	Gaya (kN)
1	1/2 (Beban mati merata pada reaksi plat kanti)	42,9
2	1/2(Beban plat lantai (0,75 m)	20,63
3	1/2(Beban aspal pada plat lantai (0.75 m)	7,26

4	1/2 (Beban gen. hujan pada plat lantai 0.75 m)	1,65
5	1/2 (Beban hidup lalu lintas)	522,75
6	Beban akibat diafragma	22,5
7	1/2 Berat sendiri girder	54
8	Instalasi salir	20.00
$\Sigma.V$ elastomer		691,69

– Beban horizontal terhadap perletakan

4. Gaya Rem

$$T_{rem} = 250 \text{ kN} : 6$$

$$= 41,6 \text{ kN}$$

5. Gaya Gesekan

$$T_b = 168,9 \text{ kN} \times 0,8$$

$$= 135,148 \text{ kN}$$

6. Beban gempa akibat bangunan atas

$$E_q = 445 \text{ kN} : 6$$

$$= 74,166 \text{ kN}$$

Tabel 5. 56 Tabel rekapitulasi beban horisontal

No	Beban horisontal	Gaya (kN)
1	Gaya rem	41,67
2	Gaya gesekan	135,15
3	Beban gempa akibat bangunan atas	74,17
$\Sigma.H$ elastomer		250,98

5.4.7 Tahap Perencanaan Dimensi Elastomer

Penentuan dimensi rencana elastomer sesuai dengan BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.4 (g).

Tabel 5. 57 Lampiran tabel spesifikasi elastomer

Ukuran denah 350 mm x 280 mm						Tebal selimut sisi 10		Tebal selimut atas dan bawah 6	
Tebal pelat baja 5									
Jumlah lapis karet dalam	Tinggi keseluruhan	Kekakuan tekan terhitung pada geser nol	Kekakuan geser rata-rata	Kekakuan perputaran terhitung	Kapasitas lendutan geser	Beban ternilai pada perputaran nol		Beban ternilai pada perputaran maksimum	
	mm	10 ³ kN/m	10 ³ kN/m	kNm/rad	mm	pada geser maksimum kN	pada geser nol kN	pada geser maksimum kN	pada geser nol kN
Tebal karet dalam 9									
2	45	657	2.25	1245	21.0	1077	1287	468	625
4	73	425	1.41	804	30.8	1057	1287	480	638
6	101	314	1.02	594	35.9	1074	1256	498	644
8	129	249	0.81	471	42.0	828	987	502	647
10	157	206	0.66	390	51.0	653	813	494	650
Tebal karet dalam 12									
2	51	399	1.88	733	25.2	798	1138	401	543
4	85	231	1.13	423	34.6	805	1036	406	533
6	119	163	0.81	297	42.0	621	740	408	529
8	153	126	0.63	229	52.0	461	576	400	527
Tebal karet dalam 15									
2	57	245	1.61	444	28.3	642	917	341	461
4	97	134	0.94	241	36.9	593	691	346	446
6	137	92	0.66	166	51.0	392	488	331	441

Sesuai dengan lampiran diatas, perencanaan dimensi elastomer menyesuaikan dengan jenis – jenis elastomer pada peraturan BMS BDM, maka direncanakan perletakan elastomer dengan dimensi 350 x 280x 45.

Tabel 5. 58 Dimensi perletakan elastomer

Jumlah lapis karet dalam	Tebal karet dalam	Tinggi keseluruhan	Tebal selimut sisi	Tebal selimut atas & bawah	Tebal Pelat baja
(n)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
2	9	45	10	6	5

Tabel 5. 59 Data dan spesifikasi elastomer

N o	Deskripsi besaran	Simbol	Nilai	Satuan
1	Kekerasan karet	IHRD	53	
2	Modulus geser	G	0.69	Mpa
3	Modulus total	B	2000	Mpa
4	Panjang perletakan	a	350	mm
5	Lebar perletakan	b	280	mm
6	Tebal selimut	tc	6	mm
7	Tebal lapis dalam	ti	45	mm
8	Tebal lapis efektif selimut	te	8,4	mm
9	Tebal lapis efektif dalam	te	45	mm
10	Tebal pelat baja	ts	5	mm
11	Tebal total elastomer	t	45	mm
12	Jumlah lubang baut	N	-	-
13	Diameter lubang baut	D	-	-
14	Luas denah total karet	At	98000	mm ²
15	Luas denah dari permukaan	A	-	-

5.4.8 Kontrol Perletakan Elastomer

Sesuai dengan BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.6, terdapat 9 tahap pemeriksaan pada perletakan elastomer.

1. Pemeriksaan tahap 1 (Pemeriksaan terhadap luas efektif minimum)

Data pemeriksaan tahap 1 :

δa = gerakan tangential arah dimensi memanjang (a)

δb = gerakan tangential arah dimensi melintang (b)

H = Gaya horizontal pada perletakan (kN)

A.eff = Luas efektif minimum

Menghitung gerakan tangential :

$$\delta a = \delta b \text{ (Perletakan persegi)} = \frac{H \times t}{1000 \times A_t \times G}$$

$$\delta a = \delta b = \frac{288064,67 \text{ N} \times 45 \text{ mm}}{1000 \times 98000 \text{ mm} \times 0,69 \text{ MPa}}$$

$$\delta a = \delta b = 0,191$$

Menghitung luas efektif minimum :

$$A_{\text{eff}} = A_t \times \left(1 - \frac{\delta a}{a} - \frac{\delta b}{b} \right)$$

$$A_{\text{eff}} = 98000 \text{ mm} \times \left(1 - \frac{0,191}{350} - \frac{0,191}{280} \right)$$

$$A_{\text{eff}} = 97879,2$$

Kontrol tahap 1 :

$$\frac{A_{\text{eff}}}{0,8 A} \geq 1,0$$

$$\frac{97879,2}{78400} \geq 1,0$$

$$1,25 > 1,0 \text{ (OK)}$$

Kontrol faktor bentuk : $4 \leq S \leq 12$

$$S = \frac{a \times b}{2 \times (a+b) \times t}$$

$$S = \frac{350 \text{ mm} \times 280 \text{ mm}}{2 \times (630) \times 8,4}$$

$$S = 9,26 \text{ (OK)}$$

2. Pemeriksaan tahap 2 (Pemeriksaan terhadap regangan total maksimum)

$\alpha a = \alpha b =$ Perputaran relative dari permukaan atas dan bawah perletakan.

$$\alpha a = \alpha b = 0,035 \text{ radian}$$

$$\varepsilon_{sr} = \frac{\alpha a x a^2 + \alpha b x b^2}{2 x t_i x t}$$

$$\varepsilon_{sr} = \frac{0,035 x 122500 + 0,035 x 78400}{2 x 73 x 45}$$

$$\varepsilon_{sr} = 0,713$$

$$\varepsilon_{sc} = \frac{6 x SV x 10^3}{3 x A_{eff} x G x (1 + 2S^2)}$$

$$\varepsilon_{sc} = \frac{6 x 6404,49 x 10^3}{3 x 97879,23 x 0,69 x (1 + 85,73)}$$

$$\varepsilon_{sc} = 2,186$$

$$\varepsilon_{sh} = \frac{\delta s}{t}$$

$$\varepsilon_{sh} = \frac{0,3834}{45}$$

$$\varepsilon_{sh} = 0,00852$$

$$\varepsilon_T = \varepsilon_{sr} + \varepsilon_{sc} + \varepsilon_{sh}$$

$$\varepsilon_T = 0,713 + 2,186 + 0,0085$$

$$\varepsilon_T = 2,90$$

Kontrol pemeriksaan terhadap regangan maksimum :

$$\varepsilon_T \leq \frac{2,60}{\sqrt{G}}$$

$$2,90 \leq \frac{2,60}{\sqrt{0,69}}$$

$$2,90 \leq 3,13 \text{ (OK)}$$

3. Pemeriksaan tahap 3 (Pemeriksaan terhadap regangan maksimum)

Untuk nilai $A_{eff} > 0.9 A$, maka diambil data pemeriksaan sebagai berikut :

$$\varepsilon_{sh \text{ maks}} = 0.7$$

$$\varepsilon_{sh} = 0,00852$$

Kontrol :

$$\frac{\varepsilon_{sh \text{ maks}}}{\varepsilon_{sh}} > 1.0$$

$$\frac{0.70}{0,00852} > 1.0$$

$$82,15 > 1.0 \text{ (OK)}$$

4. Pemeriksaan tahap 4 (Pemeriksaan terhadap batas leleh)

Data perhitungan :

$$V = 1415,31 \text{ kN}$$

$$V_{LL} = 522,75 \text{ kN}$$

Kontrol :

$$\frac{1.4 \times V}{\varepsilon_{sc} \times V_{LL}} \times \sqrt{\frac{0,69}{G}} \geq 1.0$$

$$\frac{1,4 \times 1415,31 \text{ kN}}{2,18 \times 522,75 \text{ kN}} \times \sqrt{\frac{0,69}{G}} \geq 1,0$$

$$1,73 \geq 1,0 \text{ (OK)}$$

5. Pemeriksaan 5 (Pemeriksaan terhadap tegangan maksimum rata-rata)

Kontrol :

$$\frac{15 \times At}{V} \geq 1,0$$

$$\frac{15 \times 98000}{691685} \geq 1,0$$

$$2,125 \geq 1,0 \text{ (OK)}$$

6. Pemeriksaan 6 (Pemeriksaan terhadap perputaran maksimum)

$$EH = A \times G \times 1 - \frac{1}{\frac{a}{b} + \frac{b}{a}}$$

$$EH = 67620 \times 1 - \frac{1}{1,25 + 0,8}$$

$$EH = 34634,63$$

$$C = 4 + \frac{a}{b} \times 6 \frac{3,3a}{b}$$

$$C = 4 + \frac{350}{280} \times 6 \frac{1155}{280}$$

$$\mathbf{C = 34,93}$$

$$E = EH + \frac{C \times G \times S^2}{1 + \frac{C \times G \times S^2}{0,75 \times b}}$$

$$E = 34634,63 + \frac{2066,77}{1 + \frac{2066,77}{1500}}$$

$$\mathbf{E = 35503,8}$$

$$dc = te \times \frac{V \times 10^3}{E \times A}$$

$$dc = 73 \times \frac{691685}{35503,8 \times 98000}$$

$$\mathbf{dc = 0,0145}$$

Kontrol :

$$\frac{\alpha a \times a + \alpha b \times b}{4 \times dc} \geq 1.0$$

$$\frac{12,25 + 9,8}{4 \times 0,0145} \geq 1.0$$

$$\mathbf{379,85 \geq 1.0 \quad (OK)}$$

7. Pemeriksaan 7 (Pemeriksaan terhadap stabilitas tekan)

Kontrol :

$$\frac{2 \times b.e \times G \times S \times A.eff}{1000 \times V} \geq 1.0$$

$$\frac{560 \times 0,69 \times 9,26 \times 97879,3}{1000 \times 691,69} \geq 1.0$$

$$506,2 \geq 1,0 \quad (\text{OK})$$

8. Pemeriksaan 8 (Pemeriksaan tebal baja minimum)

ts (tebal plat baja)= 5,0 mm

Kontrol :

$$\frac{ts}{3} \geq 1.0$$

$$\frac{5}{3} \geq 1.0 = 1,67 \geq 1.0 \quad (\text{OK})$$

$$\frac{ts \times A \times fsy}{3000 \times V \times ti} \geq 1.0$$

$$\frac{5 \times 98000 \times 950}{3000 \times 691,69 \times 73} \geq 1.0$$

$$3,07 \geq 1.0 \quad (\text{OK})$$

9. Pemeriksaan 9 (Pemeriksaan tahanan gesek terhadap geseran)

Kontrol :

$$\frac{0.1 \times V + (3000 \times A.\text{eff})}{H} \geq 1.0$$

$$\frac{0.1 \times 691685 + 2,93\text{E}+08}{288064,67} \geq 1.0$$

$$102,17 \geq 1.0 \text{ (OK)}$$

Dari hasil 9 pemeriksaan terhadap dimensi elastomer yang direncanakan, maka elastomer **350 x 280 x 45** dapat digunakan sebagai perletakan jembatan.

Halaman Ini Sengaja Dikosongkan

BAB VI

METODE PELAKSANAAN

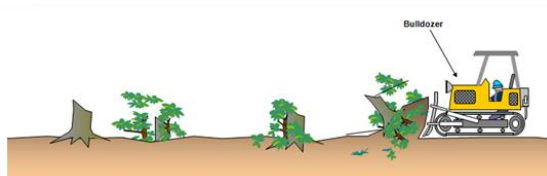
6.1 Metode Pelaksanaan Jembatan

Dalam Tugas Akhir Terapan juga dibahas mengenai metode pelaksanaan jembatan. Berikut ini adalah urutan pekerjaan yang dilaksanakan pada pekerjaan pembangunan jembatan Ngancar Kabupaten Ngawi menggunakan Girder I pratekan :

1. Pekerjaan Persiapan



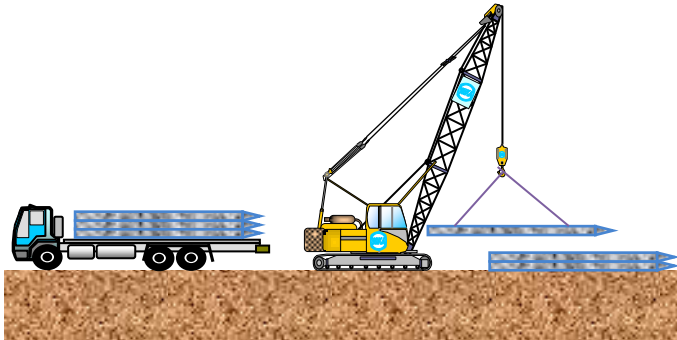
Gambar 6.2 Pembersihan Area Lokasi



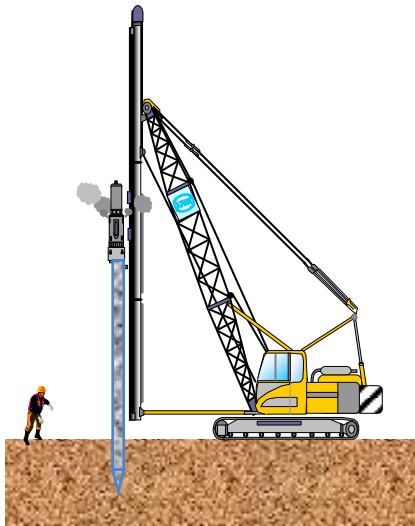
Gambar 6.2 Pengupasan Lapisan Tanah

Dalam pekerjaan persiapan ini dilaksanakan pekerjaan survei awal, pembersihan lahan, dan kantor lapangan.

2. Pekerjaan Bangunan Bawah



Gambar 6.3 Handling Tiang Pancang



Gambar 6.4 Pemancangan Tiang Pancang



Gambar 6.5 Galian Struktur



Gambar 6.6 Pemotongan Tiang Pancang



Gambar 6.7 Install Besi & Form work Footing



Gambar 6.8 Pengecoran Footing



Gambar 6.9 Pembesian Kolom



Gambar 6.10 Pengecoran Kolom



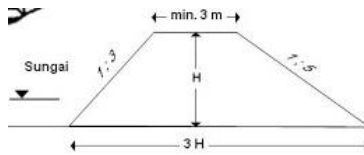
Gambar 6.11 Bongkar Form Work



Gambar 6.12 Pemasangan Elastomeric

Bangunan bawah terdiri dari 2 abutment pada sisi jembatan (A1 dan A2), Pilar (P1 dan P3), Pilar (P2). Pekerjaan dimulai dari pemancangan sesuai jumlah yang telah ditentukan

Untuk pilar 2 dilakukan pekerjaan cover dam dari tumpukan karung sehingga dapat dilakukan pekerjaan pemancangan dan pembuatan pile cap pilar



Gambar 6.13 Cover dam dari tumpukan karung



Gambar 6.14 Tampak melintang tumpukan sandbag

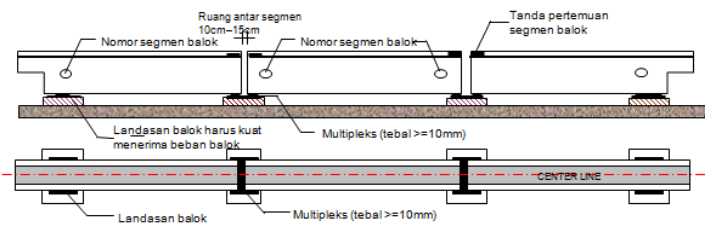


Gambar 6.15 Penambahan Polythelin Geotekstil

Setelah pemancangan selesai dilanjutkan pekerjaan pada pile cap pilar dan abutment, badan pilar dan abutment, Pier had pilardan abutment, Longstopper, dan penempatan elastomeric bearing.

3. Pekerjaan Bangunan Atas

Untuk bangunan atas pekerjaan dimulai dari jembatan pendekat (12 m), untuk itu pekerjaan dimulai pembuatan girder beton bertulang, diafragma, plat lantai kendaraan. Setelah selesai barulah girder I pratekan baru bisa dipasang, pemasangan dilakukan menggunakan Launcher



Gambar 6.16 Perakitan Girder I



Gambar 6.17 Pemasangan Baja Strand



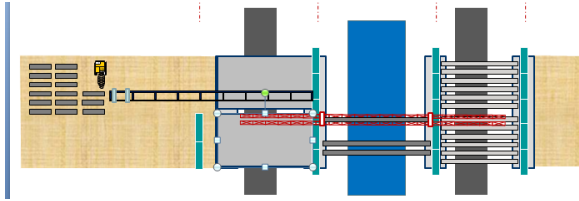
Gambar 6.18 Instalasi Anchor Head



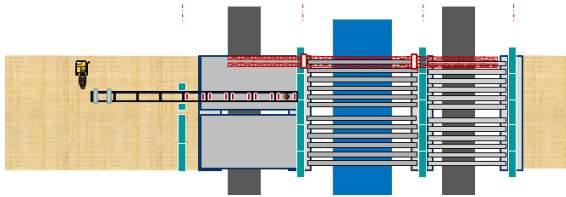
Gambar 6.19 Stressing Hydraulic Jack



Gambar 6.20 Grouting



Gambar 6.21 Pemasangan Girder



Gambar 6.22 Pemasangan Girder



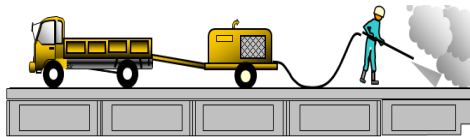
Gambar 6.23 Pengecoran Plat Lantai

4. Pekerjaan Finishing

Pada pekerjaan finishing dilakukan pemasangan tiang sandaran, Trotoar, Kerb, Pipa Saluran Air, dan pengaspalan plat lantai kendaraan



Gambar 6.24 Pembuatan Tiang Sandaran



Gambar 6.25 Pembersihan Plat Lantai



Gambar 6.26 Pekerjaan Pengaspalan

BAB VII

PENUTUP

1.7.1 Kesimpulan

Sesuai dengan analisa data dan kondisi eksisting jembatan Ngancar, maka pada perencanaan ulang jembatan Ngancar Kabupaten Ngawi didapat beberapa poin kesimpulan, meliputi :

2. Pengaman pada sisi tepi jembatan menggunakan parapet beton cor konvensional dengan mutu f_c' 25 Mpa pada sisi tepi jembatan dengan dimensi 100 x 15 x 16 mm, menggunakan tulangan utama 2 D13, dan tulangan bagi \varnothing 10-200.
3. Pelat lantai Jembatan didesain dengan tebal 250 mm dengan mutu f_c' 25 Mpa dengan tulangan utama D16 – 200 dan tulangan bagi D13 – 250. Pelat kantilever pada sisi tepi jembatan memiliki tebal yang sama yaitu 250 mm dan dipasang tulangan lentur D16 – 150 dan tulangan bagi D13 – 200. Pada perencanaan ulang perhitungan beban aspal sudah mencakupi beban untuk *overlay* lapis permukaan jembatan dengan tebal *overlay* 50 mm.
4. Jembatan Ngancar pada kondisi eksisting merupakan Jembatan Rangka Baja dengan konfigurasi bentang 12m – 50m – 50m – 12m. Pada modifikasi ulang didesain dengan menggunakan beton bertulang mutu f_c' 30 Mpa pada bentang 12m dan balok girder I Precast mutu f_c' 70 Mpa pada bentang 50 m. Dimensi beton bertulang adalah 900mm x 400mm dengan jarak antar girder 1,40 m sedangkan Girder I memiliki dimensi tinggi 2200 mm dengan jarak antar girder 1,85 m .
5. Pada girder bentang 12 m dipasang diafragma dengan jumlah 5 buah disetiap balok girder. Dan pada bentang 50 m

dipasang diafragma berjumlah 10 buah yang dipasang sepanjang girder jembatan.

6. Sistem drainase untuk mengalirkan genangan air hujan pada jembatan Sumberwaru menggunakan pipa PVC Ø 4 “ yang dipasang dibawah pelat kantilever jembatan
7. Abutmen pada jembatan (A1 dan A2) memiliki tinggi keseluruhan 7,9. Dengan lebar normal 9 m, Terbagi atas beberapa bagian struktur abutmen meliputi : pile cap, breast wall, korbel belakang dan long stopper. Mutu beton abutmen menggunakan beton f_c' 40 MPa.
8. Penulangan pada abutmen untuk breast wall dipasang tulangan lentur D32 – 100, tulangan bagi D22 – 250, dan sengkang D12 – 250. Penulangan longitudinal stopper dipasang tulangan lentur D22 – 200, tulangan bagi D16 – 400. Penulangan korbel belakang dipasang tulangan lentur D22 – 200, tulangan bagi D16 – 400 dan sengkang 1 kaki D13 – 150 . Penulangan pile cap (Poer) dipasang tulangan lentur D32 – 150, tulangan bagi D16 – 200 dan Ø13 – 250.
9. Abutmen menggunakan bangunan pelengkap wing wall dengan tulangan utama D19 – 200, tulangan bagi D13 – 200 , dengan lebar wing wall 9,0 m dan tebal 0,3 m.
10. Jembatan Ngancar Kabupaten Ngawi Terdiri dari 3 pilar (P1 P2 P3). Pilar 1 dan 3 memiliki dimensi yang sama sedangkan pilar 2 memiliki dimensi yang berbeda. Komponen pilar meliputi : pier head, long stopper, kolom dan pile cap di cor konvensional dengan mutu beton f_c' 40 Mpa.
11. Penulangan pilar 1 dan 3 meliputi Poer (Pile Cap) dengan tulangan utama D32 – 150, tulangan bagi D18 – 250, dan sengkang Ø12 – 250. Penulangan kolom pilar dipasang tulangan lentur 31 D32, dan tulangan bagi D16 – 200. Penulangan pier head dipasang tulangan lentur 26 D32 dan

- untuk penulangan long stopper dipasang tulangan utama D16 – 150 dan tulangan bagi D13 – 200.
12. Penulangan pilar 2 meliputi Poer (Pile Cap) dengan tulangan utama D32 – 100, tulangan bagi D18 – 150, dan Ø16 – 200. Penulangan kolom pilar dipasang tulangan lentur 40 D32, dan tulangan bagi D16 – 200. Penulangan pier head dipasang tulangan lentur 33 D32 dan untuk penulangan long stopper dipasang tulangan utama D16 – 150 dan tulangan bagi D13 – 200.
 13. Pondasi pada abutmen menggunakan pondasi tiang pancang Ø60 cm. Tiang pancang abutmen didesain 3 baris dengan total 18 tiang pancang. Menggunakan wika pile (pancang precast) tebal 0,10 m dengan kedalaman 26,0 m, dengan kelas C dan mutu beton 498 Mpa. Jarak normal arah y tiang pancang adalah 1,70 m, dan jarak pancang arah x adalah 1,20 m.
 14. Pondasi pada pilar 1 dan 3 menggunakan pondasi tiang pancang Ø60 cm. menggunakan konfigurasi tiang pancang 4 baris dengan total jumlah tiang pancang adalah 28 buah. Kedalaman tiang pancang adalah 28,0 m dan menggunakan tiang pancang wika pile (pancang precast) dengan tebal 0,10 m. Tiang pancang kelas C dengan mutu 498 MPa. Konfigurasi tiang pancang dengan jarak antar tiang pancang (arah y) adalah 1,50 m dan jarak x adalah 1,30 m.
 15. Pondasi pada pilar 2 menggunakan pondasi tiang pancang Ø60 cm. menggunakan konfigurasi tiang pancang 5 baris dengan total jumlah tiang pancang adalah 40 buah. Kedalaman tiang pancang adalah 24,0 m dan menggunakan tiang pancang wika pile (pancang precast) dengan tebal 0,10 m. Tiang pancang kelas C dengan mutu 498 MPa.

Konfigurasi tiang pancang dengan jarak antar tiang pancang (arah y) adalah 1,60 m dan jarak x adalah 1,40 m.

16. Perletakan jembatan bentang 12 m menggunakan elastomer laminasi bearing pad dengan IHRD 53 dan modulus geser 0,69 Mpa. Dimensi elastomer 350 x 280 x 73 mm dengan jumlah lapis karet dalam 4 buah dengan tebal masing – masing karet dalam 9 mm, tebal selimut sisi atas dan bawah 6 mm, dan tebal pelat baja 5 mm.
17. Perletakan jembatan bentang 50 m menggunakan elastomer laminasi bearing pad dengan IHRD 53 dan modulus geser 0,69 Mpa. Dimensi elastomer 600 x 600 x 137 mm dengan jumlah lapis karet dalam 6 buah dengan tebal masing – masing karet dalam 15 mm, tebal selimut sisi atas dan bawah 6 mm, dan tebal pelat baja 5 mm.

18.7.2 Saran

Pada modifikasi Desain Jembatan Ngancar Kabupaten Ngawi terdapat beberapa saran dari penulis, meliputi :

1. Dalam penetapan kabel tendon hendaknya memperhatikan kehilangan yang terjadi pada kabel.
2. Saat pelaksanaan, setelah balok diangkat dan diletakkan diatas bearingpad, hendaknya balok diberi ikatan/bracing agar balok tidak guling mengingat dimensi balok yang cukup tinggi.
3. Untuk *overlay* lapis permukaan aspal jembatan Ngancar direncanakan hanya untuk overlay 1 kali dengan tambahan lapis 5 cm. Dan jika dilakukan overlay lebih dari ketebalan yang direncanakan disarankan untuk melakukan pembongkaran lapis permukaan yang lama dan mengganti dengan lapis baru dengan ketebalan total maksimal 10 cm.

DAFTAR PUSTAKA

BAAK. 2006. Aturan Penyusunan Tugas Akhir. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Lin Ned, T.Y. dan Burns H. 1993. Desain Struktur Beton Prategang. Diterjemahkan oleh Daniel Indrawan. Jakarta: Penerbit Erlangga.

Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan Bridge Management System (BMS). 1992. Departemen Pekerjaan Umum Dirjen Bina Marga.

RSNI 2833 – 2013, Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa.

RSNI T – 02 -2005, Pembebanan Untuk Jembatan.

RSNI T – 12 – 2004, Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan

Sunggono Kh, V. 1995. Buku Teknik Sipil. Bandung : Nova.

Sosrodarsono, Ir. Suyono. Nakazawa, Kazuto. 2000. Mekanika Tanah dan Pondasi. Penerjemah Ir. L. Taulu dkk. Jakarta: Penerbit PT. Pradnya Paramita.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



Penulis dengan nama lengkap Rama Jaya Pramukti Insani Takwa dilahirkan di Magetan, 14 Nopember 1994, merupakan anak pertama dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Negeri 02 Banjarejo, SMP Negeri 4 Magetan, kemudian SMA Negeri 3 Magetan. Setelah lulus dari pendidikan Sekolah

Menengah Atas pada tahun 2012, Penulis menempuh pendidikan program Diploma III di Universitas Sebelas Maret Surakarta pada tahun 2012. Penulis aktif dalam laboratorium jalan UNS dan lulus dari program Diploma III pada tahun 2015. Pada tahun 2016 penulis mengikuti ujian masuk Lanjut Jenjang Diploma IV Teknik Sipil ITS dan diterima di jurusan Teknik Sipil Bangunan Transportasi yang terdaftar dengan NRP 3115.040.612.

jayaramapramukti@yahoo.co.id